DER GRUNDBAU

Michael Strukel

Digitized by Google

LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY OF CALIFORNIA.

Class

Digitized by Google

Digitized by Google

DER
GRUNDBAU.

NACH DEN VORTRÄGEN,

GEHALTEN AM

FINNLÄNDISCHEN POLYTECHNISCHEN INSTITUTE IN HELSINGFORS

VON

M. STRUKEL,
PROFESSOR DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

ZWEITE AUFLAGE.
MIT 118 TEXTFIGUREN UND 36 TAFELN.

HELSINGFORS,
FÖRLAGSAKTIEBOLAGET HELIOS.

LEIPZIG,
A. TWIETMEYER,

1906.

Digitized by Google

A775 S.1

KUOPIO 1906
GEDRUCKT BEI K. MALMSTRÖM.

Digitized by Google

Vorwort.

Nachdem die erste Auflage meines „Grundbau", der in erster Linie für die Studierenden unserer Hochschule als Leitfaden beim Unterricht und als späteres Nachschlagebuch bestimmt war, auch in anderen Kreisen des In- und Auslandes eine so verbreitete Anwendung gefunden hat, dass die Herausgabe dieser zweiten Auflage erforderlich ward, so wurde diese Gelegenheit benutzt, um durch eine vollständige Umarbeitung und Ergänzung des Werkes einer besseren Behandlung des Gegenstandes und den Anforderungen der neueren Fortschritte der Technik möglichst zu entsprechen. Hierdurch wuchs der Umfang des Buches von 273 Textseiten und 20 Tafeln der ersten Auflage auf 347 Textseiten und 36 Tafeln.

Bei der Bearbeitung des Stoffes wurde auch jetzt angestrebt, das Werk durch eine möglichst vollständige Einbeziehung der in dieses Gebiet gehörenden Fragen und durch Vorführung zahlreicher charakteristischer Beispiele aus der Praxis, sowie durch Angabe der bezüglichen Quellen für weitere Studien möglichst lehrreich und nützlich zu gestalten. Dadurch das sämtliche Abbildungen im angegebenen Masstab ausgeführt sind, wird nicht nur eine richtige Vorstellung der bezüglichen Ausführungen ermöglicht, sondern können die Abbildungen auch als konstruktive Vorbilder gute Dienste leisten. Um aber trotz der Reichhaltigkeit des Werkes dessen Anschaffung für die Studierenden durch Stellung eines verhältnismässig niedrigen Preises zu ermöglichen, so wurde auch bei dieser Auflage für die Tafeln das billigere photolithographische Verfahren angewendet. Hierdurch erscheinen zwar die Abbildungen dem Aussehen nach weniger vorteilhaft als bei der sonst gebräuchlichen Lithographie, dürften aber dennoch dem beabsichtigten Zwecke genügend entsprechen.

Zur Erleichterung des Studiums ist ferner auch bei dieser Auflage die Anordnung getroffen worden, dass die allgemeine Besprechung des Gegenstandes mit gröberer, diejenige der Beispiele aber mit feinerer Schrift gedruckt erscheint, wodurch der Vorteil gewonnen wird, dass bei der Benutzung des Werkes als

164111

Digitized by Google

Lehrbuch nur das Durchgehen der ersteren Teile und einiger charakteristischer Beispiele genügen kann, während die übrigen Teile bei der Benutzung des Werkes als Nachschlagebuch gute Dienste leisten können. Ferner wurde zu gleichem Zwecke im Texte überall eine möglichst kurze Fassung angestrebt und von einer umfangreicheren Durchführung solcher theoretischer Untersuchungen abgesehen, die als Anwendungen anderer, als bekannt vorausgesetzter Zweige der Ingenieurwissenschaft, also namentlich der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen zu betrachten sind. Dass aber das Werk nichts destoweniger ziemlich umfangreich geworden ist, beruht hauptsächlich darauf, dass in demselben die bei den Gründungen benutzten Baumaschinen ausführlicher behandelt sind als es sonst in den Lehr- und Handbüchern des Grundbaues zu sein pflegt, in denen dann diesbezüglich auf besondere Spezialwerke über die Baumaschinen verwiesen wird.

Der mit den Tafeln gewöhnlich verbundene Nachteil, dass in denselben die im Texte besprochenen Abbildungen oft schwer zu finden sind, ist hier dadurch vollkommen vermieden, dass in den Tafeln die Abbildungen genau in gleicher Reihenfolge geordnet erscheinen wie sie im Texte besprochen sind, wodurch jede im Texte angeführte Figur in den Tafeln sofort aufgeschlagen werden kann, und umgekehrt. Zur Erleichterung der Handhabung empfiehlt es sich auch, Text und Tafeln, jedes für sich, als zwei getrennte Bände einbinden zu lassen.

Helsingfors, im Juli 1906.

M. Strukel.

Digitized by Google

Inhalts-Verzeichnis.

I. Untersuchung des Baugrundes.

II. Die zur Ausführung der Fundamente verwendeten Hilfsvorrichtungen und Bausstoffe.

A. Vorrichtungen zum Wasserheben.

Digitized by Google

B. Bagger.

C. Beseitigung von Hindernissen unter Wasser.

D. Taucherapparate.

E. Hölzerne Pfähle, Bohl-, Spund- und Pfahlwände.

Digitized by Google

F. Eiserne Pfähle und Spundwände.

G. Pfähle aus Beton und Eisenbeton.

H. Vorrichtungen zum Eintreiben der Pfähle.

K. Abschneiden, Ausziehen und Absprengen der Pfähle.

L. Der hydraulische Mörtel und der Beton.

Digitized by Google

M. Vorrichtungen zum Heben und Bewegen schwerer Werkstücke.

N. Herstellung der Baugruben.

III. Die Gründungen.

C. Ausführung der Gründungen.

Digitized by Google

Digitized by Google

Literatur.

Mit den eingeklammerten ( ) Bezeichnungen sind im Texte die benutzten und andere Quellen angedeutet, worin sich die besprochenen oder ähnliche Anordnungen befinden.

(AB.) — Allgemeine Bauzeitung, Wien.
(AdP.) — Annales des ponts et chaussées, Paris.
(Bck.) — Becker, M. Allgemeine Baukunde des Ingenieurs, Stuttgart 1853.
(Bh.) — Bauhandbuch, deutsches, Baukunde des Ingenieurs, Berlin 1879.
(Br.) — Brennecke, L. Der Grundbau (Handbuch der Baukunde I. Heft.), Berlin 1887.
(CBl.) — Centralblatt (seit 1903 Zentralbatt) der Bauverwaltung, Berlin.
(Ch.) — Chiolich-Löwensberg H. v., Anleitung zum Wasserbau, Stuttgart 1864—65.
(Cl.) — Der Civilingenieur, Leipzig.
(DAZ.) — Düsseldorfer Ausstellungszeitung 1902.
(DB.) — Deutsche Bauzeitung, Berlin.
(Eng.) — The Engineer, London.
(Engg.) — Engineering, London.
(Fr.) — Franzius, L. Der Wasserbau (Handbuch der Baukunde II. Heft.), Berlin 1890.
(GC.) — Le Génie civil, Paris.
(Hdl.) — Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Leipzig, Wilh. Engelmann.
(Hg.) — Hagen, G. Handbuch der Wasserbaukunst, Berlin (1853–76).
(HZ.) — Zeitschrift des Architekten- & Ingenieur-Vereins in Hannover.
(IFF.) — Ingeniörs-Föreningens förhandlingar, Stockholm.
(J.) — Jeep, W. Die Baumaschinen, Leipzig 1882—83.
(Kl.) — Klasen, L. Handbuch der Fundirungsmethoden, Leipzig 1879, 1895.
(L.&P.) — Lavoinne, E. et Pontzen E. Les chemins de fer en Amérique, Paris 1880—82.
(Mm.) — Mémoires de la société des Ingenieurs civils, Paris.
(NA.) — Nouvelles Annales de la construction, Paris.
(NTT.) — Norsk teknisk tidskrift, Kristiania.
(ÖW.) — Wochenschrift des österreich. Ingenieur- & Architekten-Vereins, Wien.
(ÖZ.) — Zeitschrift des österreich. Ingenieur- & Architekten-Vereins, Wien.
(Rh.) — Rheinhard, A. Kalender für Strassen- & Wasserbau- und Cultur-Ingenieure, Wiesbaden 1890.
(Rs.) — O. Riese, Ingenieur-Bauwerke der Schweiz, Berlin 1887.
(Rž.) — Ržiha, Fr. Eisenbahn-Unter- und Oberbau, II. Bd. Wien 1877.
(S.) — Schwarz, F. Der Grundbau, Berlin 1865.
(Sc.Am.) — Scientific American, New York.

Digitized by Google

(Schw.Bztg.) — Schweizerische Bauzeitung, Zürich.
(T.) — Tecklenburg, Th. Handbuch der Tiefbohrkunde, Leipzig 1886—92.
(TFF.) — Tekniska föreningens i Finland förhandlingar, Helsingfors.
(TFT.) — Den tekniske Forenings Tidskrift, Kopenhagen.
(Tkn.) — Teknikern, Tidskrift för byggnadskonst etc., Helsingfors.
(TT.) — Teknisk tidskrift, Stockholm.
(Wg.) — Wagner C. I. Die Beziehungen der Geologie zu den Ingenieurwissenschaften, Wien 1884.
(ZdI.) — Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, Berlin.
(ZfAuI.) — Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen, Hannover, Wiesbaden.
(ZfB.) — Zeitschrift für Bauwesen, Berlin.

Berichtigungen.

Vor Gebrauch des Buches wolle man folgende Berichtigungen eintragen:

Seite 8, Zeile 15 v. o. setze: Bohlkens statt Bolkens.
„ 48 „ 3 v. o. „ : Fig. 6. statt Fig. 5.
„ 49 „ 14 v. o. „ : Taf. 5, Fig. 7 —7_b statt Taf. 4, Fig. 36—36_b.
„ 76 „ 11 v. u. „ : CBl. statt BBl.
„ 88 „ 13 v. o. „ : 1900 statt 1899.
„ 88 „ 14 v. a. „ : 7 statt 9.
„ 231 „ 1 v. o. „ : C. statt B.
„ 267 Textfigur rechts: Fig. 89_a statt Fig. 89.
„ 268 Überschrift: *Brunnengründung* statt *Druckluftgründung*.

Digitized by Google

Der Grundbau.

Der Grundbau umfasst diejenigen Bauarbeiten, welche die Herstellung der untersten, das sog. Fundament bildenden Teile (die Gründung) der Bauwerke, unter Gewährung einer möglichst grossen Standfähigkeit, bezwecken. Man kann diese Arbeiten in drei Hauptgruppen einteilen, nämlich in die Untersuchung des Baugrundes, die zur Ausführung der Fundamente verwendeten Hilfsvorrichtungen und Baustoffe, die Herstellung und Trockenlegung der Baugrube und die Anordnung und Ausführung der Fundamente.

I. Untersuchung des Baugrundes.

Nachdem die zur Gründung der Bauwerke erforderlichen Massnahmen von der jeweiligen Beschaffenheit des Baugrundes abhängig sind, so ist überall dort wo nicht etwa von früher in der Nähe ausgeführten Bauten oder aufgrund der Kenntnis der geologischen Verhältnisse die Beschaffenheit des Grundes bekannt ist, für wichtigere Bauwerke eine sorgfältige Untersuchung desselben erforderlich, die sich auf die Beschaffenheit, Mächtigkeit, Anfeinanderfolge und Lagerung der einzelnen Bodenschichten zu erstrecken hat. Während diese Untersuchung für bauliche Zwecke selten auf grössere Tiefen als etwa 20 bis 30 m auszuführen ist und daher mit verhältnismässig einfachen Mitteln bewerkstelligt werden kann, wird zu anderen Zwecken (Wasserversorgung mittels Bohrbrunnen, Aufsuchung von Steinkohlen, Erzen, Petroleum usw.) oft bis zu mehreren hundert Metern Tiefe vorgedrungen *), wobei dann kostspielige Apparate und ein grösserer Zeitaufwand erforderlich sind (Tiefbohren).

Je nach dem Zwecke und den örtlichen Verhältnissen werden die Bodenuntersuchungen in verschiedener Weise vorgenommen, und zwar: durch Aufgraben, durch Sondieren mittels des Sondiereisens, durch Bohren mittels der Erdbohrer durch Schlagen von Probepfählen und durch Probebelastungen.

*) In Paruschowitz (Oberschlesien) wurde beispielsweise bei einem Bohrloch eine Tiefe von 2002 m erreicht, was die grösste bisher erbohrte Tiefe sein dürfte (ÖZ. 1894, S. 303 — DAZ.).

Digitized by Google

1. Bodenuntersuchung durch Aufgraben.

Diese Untersuchung geschieht durch Ausgraben von Probegruben, von Versuchsschächten und von Versuchsstollen.

Probegruben kommen zur Anwendung, wenn es sich um Bodenuntersuchungen auf geringere Tiefen handelt, wie dies zuweilen bei Hochbauten, kleineren Eisenbahneinschnitten usw. der Fall ist, oder wenn innerhalb eines gewissen Gebietes durch Untersuchung der oberen Schichten auf tiefer liegende geschlossen werden kann, nachdem letztere an einzelnen Punkten durch tieferes Eindringen untersucht worden sind. Die Probegruben werden in der Regel in quadratischer Form mit möglichst steilen Böschungen bis zu etwa 2 bis 3 m Tiefe, mit einer Sohlenbreite von $1{,}0$ bis $1{,}5$ m ausgehoben. Bei der Wahl des Böschungswinkels ist zu beachten, ob die Grube kürzere oder längere Zeit frei zu halten ist, da im ersteren Falle die Böschungen oft wesentlich steiler angeordnet werden können. Bei grösserer Tiefe werden die Probegruben mit senkrechten Wänden ausgeführt, die wie die Baugruben mit Bohlen verschalt und durch Spreizen gestützt (ausgezimmert) werden.

Gegenüber den übrigen Untersuchungsmethoden hat diese den Vorteil der Entbehrlichkeit besonderer Apparate, sowie dass sie eine unmittelbare Besichtigung der Erdschichten gestattet. Statt quadratischer Probegruben kommen mitunter auch langgestreckte Gruben, sog. Schlitze zu Bodenuntersuchungen, namentlich zur Untersuchung von sog. Rutschterrains zu Anwendung, wobei es sich darum handelt, die Ursachen von Erdrutschungen bei Eisenbahnbauten usw. festzustellen, deren Ursachen mit der Beschaffenheit der Erdschichten und ihren Beziehungen zum Grundwasser zusammenhängen. Diese Schlitze, welche oft bis zu etwa 10 m Tiefe ausgeführt werden, erhalten in der Regel lotrechte ausgezimmerte Wände, und dienen dann meistens als bleibende Entwässerungsanlagen. Deren Anordnung wird daher im „Wasserbau" näher besprochen.

Schächte sind tiefere Gruben mit lotrechten gezimmerten Wänden. Dieselben haben in der Regel eine lichte Weite von $1{,}5$ bis 2 m im Geviert, ausser in Fällen wo der Schacht später als Förderschacht dienen soll, zu welchem Zwecke grössere Abmessungen erforderlich sind. Schächte werden behufs Bodenuntersuchung meistens nur in solchen Fällen ausgeführt, wo dieselben später noch zu anderen Zwecken, wie zur Förderung von Erzen, Steinkohlen, Erd- und Steinmassen, sowie als Ventilationsschächte oder als Brunnen dienen können. Ausser zu bergmännischen Zwecken kommen daher solche Versuchsschächte oder Sondirungsschächte namentlich bei Eisenbahnbauten zur Anwendung, wenn es sich um Bodenuntersuchungen für grössere Einschnitte und Tunnel handelt, namentlich wenn bei ersteren die sog. englische Betriebsmethode in

Digitized by Google

Aussicht genommen ist. Hierbei wird an der Sohle des Einschnittes ein Stollen angelegt, und aus demselben der Boden durch Materialzüge gefördert wird, nachdem derselbe durch die als Trichter dienenden Schächte von oben gefüllt worden ist, während bei den Tunneln die Schächte dazu dienen, um dadurch am Ende jedes Schachtes für den Tunnel zwei neue Angriffspunkte zu gewinnen, und um nachträglich eventuell als Ventilationsschächte zu dienen. Auch zur Untersuchung von Rutschterrains kommen Schächte in gleicher Weise wie die Schlitze zur Anwendung.

Die Schächte gestatten die vollkommenste Bodenuntersuchung, nachdem man hierbei sowohl die Beschaffenheit der Erdschichten einer unmittelbaren Besichtigung unterziehen, als auch eine beliebige Tiefe erreichen kann. Dagegen hat das Verfahren, wie überhaupt die Bodenuntersuchungen durch Aufgraben, den Nachteil verhältnismässig grosser Kosten, namentlich wenn dabei auch noch der Andrang des Grundwassers zu bewältigen ist.

Stollen sind wagrechte oder geneigte unterirdische Gänge von rechteckigem oder trapezförmigem Querschnitt von etwa 1,6 m Höhe und Breite, die zu gleichen Zwecken wie die Schlitze und Schächte angewendet werden können. Dieselben spielen namentlich bei den Bodenentwässerungen eine wichtige Rolle.

Taf. 1, Fig. 1. Ausführung eines Schachtes in erdigem Boden. Die zur Stützung der Wand angewendete Zimmerung besteht hier aus einer Bretterverschalung, die durch wagrechte Rahmen *R* (Geviere) an das Erdreich angepresst wird. Der Arbeitsvorgang bei der Herstellung des Schachtes ist aus dem unteren Teil der Figur zu ersehen. Nachdem der Aushub bis zur Tiefe eines neuen Gevieres geschehen, und die Schalbretter *C* vollkommen niedergestossen worden sind, wird gegen die unteren Enden dieser Bretter an jeder Seite des Schachtes ein wagrechtes Brett *B*, gegen dieses an jedem Ende ein Keil *K*, und gegen die letzteren erst das Geviere angepresst. Der hierdurch zwischen den Brettern *B* und dem Geviere geschaffene Zwischenraum dient dann zum Einschieben der folgenden Bretterschaar. Zur Vermeidung des Abrutschens der Geviere sind dieselben in den Ecken durch die lotrechten Stempel *S* gegen einander gestützt. Die Förderung des Aushubes geschieht am besten mittels eines Haspels und daran gehängter Kübel *K*.

„ „ Fig. 2. Andere Art von Zimmerung bei Schächten, bestehend aus wagrechten Bretterlagen, die in den Ecken durch gegenseitig verspreizte, durchgehende vertikale Stempel an das Erdreich angedrückt werden. Diese Anordnung kann bei weniger beweglichem Erdreich und lockerem Felsen zur Anwendung kommen.

Statt gezimmerter Schächte können behufs Bodenuntersuchung auch Blechröhren von grösserem Durchmesser benutzt werden, welche unter Belastung des oberen Endes, entweder in offenem Zustand als sog. Senkbrunnen durch unmittelbares Ausgraben oder Ausbaggern des Bodens, oder als sog. Caissons unter Abhaltung des Wasserandranges mittels komprimierter Luft (siehe „Luftdruckgründung") niedergesenkt werden. Das letztere Verfahren wurde z. B. bei der Untersuchung des Untergrundes für den Eiffelturm in Paris angewendet, wobei ein Blechrohr von 1,5 m Durchmesser durch das Grundwasser 14,5 m tief niedergesenkt wurde (NA. 1888).

Digitized by Google

2. Bodenuntersuchung mittels des Sondier- oder Visitiereisens.

Dieses Verfahren besteht darin, dass eine eiserne Stange in den Boden eingetrieben und dabei aus dem Widerstand und den an der emporgezogenen Stange haftenden Erdteilen auf die Beschaffenheit des Bodens geschlossen wird. Ton und Lehm erweisen sich zähe und färben die Stange bläulich oder gelblich, während Sand und Kies an der Stange knirschen und dieselbe blank reiben. Der Torf gibt beim Durchstossen einen dumpfen Ton, zeigt für die Stange häufig ungleichen Widerstand und lässt sie beim Herausziehen klebrig erscheinen. Auch Mutterboden gibt einen dumpfen Ton. Für die Mitnahme von Erdteilen wird die Stange manchmal am unteren Ende auch mit eingebohrten Löchern, sog. Taschen versehen, die sich beim Emporziehen der Stange mit Erde füllen.

Wiewohl das Sondiereisen im allgemeinen keine zuverlässige Untersuchung der Beschaffenheit und gegenseitigen Lage der Erdschichten gestattet, so können damit doch Aufschlüsse erhalten werden, die für gewisse bauliche Zwecke vollkommen genügen. Es wird daher diese Untersuchungsart, in anbetracht der Einfachheit und Billigkeit des Apparates und der billigen Handhabung desselben, oft mit Vorteil verwendet. So wird z. B. in Finnland zur Untersuchung des Baugrundes, sowohl für Erdarbeiten bei Eisenbahnbauten, als auch für Gründungen, meistens nur dieses Mittel benutzt.

Taf. 1, Fig. 3. Einfaches Sondiereisen. Dasselbe besteht aus einem Rundeisen von etwa 30 bis 40 mm Dicke und 2 bis 5 m Länge, ist unten schlank zugespitzt und bei kleineren Längen oben mit einem Öhr zum Durchstecken einer Handhabe versehen. Bei grösserer Länge wird die Stange mit einer versetzbaren Handhabe, wie solche später bei den Erdbohrern beschrieben werden, versehen. Die Anwendung dieser Eisenstange geschieht in der Art, dass dieselbe durch Niederstossen, Drücken und Drehen, bei schwerem Boden durch Hammerschläge oder mittels Handramme zum Eindringen gebracht wird.

Da bei Sondierungen auf grössere Tiefen das Eintreiben einer längeren Stange anfangs beschwerlich ist, so werden hierfür zuweilen mehrere derartige Stangen verschiedener Länge verwendet, die bei demselben Loch nach einander eingetrieben werden, nachdem die vorhergehende ausgezogen worden ist. Das Ausziehen der Stangen geschieht durch Anheben und Drehen.

„ „ Fig. 4. Sondiereisen angewendet bei den Bodenuntersuchungen zur Gründung der im Jahre 1892 ausgeführten Betonbrücke über die Donau bei Rechtenstein. Hierbei wurden zur Ermittlung der Lage der Felsenoberfläche unter dem Flusschlauch, 5 bis 6 m lange und 38 mm starke Rundeisenstangen mit einer birnförmigen Stahlspitze von 42 mm Dicke angewendet, um einen grösseren Widerstand gegen Zerstörung der Spitze beim Eintreiben in den steinigen Boden zu erreichen. Das Eintreiben geschah durch zwei Arbeiter mittels eines 10 kg schweren Schlägels (ZfB. 1893, S. 439).

„ „ Fig. 5—5_d. Sondiereisen von Ztschetsche, angewendet bei der Bodenuntersuchung für den Bau der Mainbrücke bei Obernburg (1895). Der Flussgrund besteht an jener Stelle vornehmlich aus Schotter in welchem vielfach grössere Felstrümmer enthalten sind. Zur Feststellung der Lage des darunter

Digitized by Google

befindlichen festen Felsens wurde ein Sondiereisen in Form einer Quadrateisenstange von 40 mm Dicke und 7,5 m Länge verwendet, die entsprechend Fig. 5—5_b von Meter zu Meter fortschreitend mit Einschnitten und Bohrungen zum Festhalten eines Schlagkopfes versehen war. Letzterer bestand zunächst aus zwei ungleichen Backenstücken (Fig. 5_b), die in die Einschnitte der Stange zahnartig eingriffen und an diese geschraubt waren. Über diesen Backenstücken wurde ein dieselben fest zusammenschliessendes Deckstück aufgeschoben. Hierdurch war es möglich das Sondiereisen entsprechend Fig. 5_c—5_d mittels einer aufgeschobenen Handramme einzutreiben. Letztere hatte ein Gewicht von 35 kg. Bei tiefer Lage des Schlagkopfes, und wenn derselbe unter Wasser kam (Fig. 5_d), wurde ein Rammknecht aufgeschoben und auf diesen zugeschlagen.

Das Herausziehen der Stange geschah mittels zweier Wuchtbäume, die mit der Stange durch angeschleifte Ketten in Verbindung standen, wie dies beim Herausziehen der Pfähle geschieht (ÖZ. 1896, S. 101).

Taf. 1, Fig. 6—6_c. Zusammengesetztes Sondiereisen für grössere Tiefen, bestehend aus einem unten zugespitzten Gestänge *S*, das aus mehreren, 2 bis 5 m langen Stücken zusammengesetzt, und mit einer versetzbaren Handhabe (Drehhebel) von gleicher Art versehen ist, wie sie bei den Erdbohrer verwendet werden, und später näher besprochen werden sollen. Das Gestänge wird gewöhnlich massiv mit runder, polygonaler oder gezahnter Querschnittsform (bezw. Fig, 6_a, 6_b, 6_c) angewendet. Die letzteren zwei Formen sind zwar schwerer zu drehen, gestatten aber eine bessere Befestigung der Handhabe gegen Abdrehen derselben. Zur Minderung des Gewichtes werden wohl auch hohle Gestänge aus Gasröhren von etwa 50 mm Durchmesser benutzt, die mit einer massiven Spitze versehen sind.

„ „ Fig. 7. Sondiereisen mit Taschen zur Mitnahme von Erdproben. Die Taschen bestehen aus Löchern, die schief gegen die Stangenachse von oben nach unten eingebohrt sind, damit sie sich nur beim Emporziehen der Stange füllen. Es werden an derselben Stange mehrere solche Löcher in Abständen von etwa 25 cm angebracht. Statt dessen werden auch vollständige Durchbohrungen der Stange oder Einkerbungen normal zur Gestängeachse verwendet, welche Anordnungen aber weniger zu empfehlen sind, da sie sich leichter beim Niederführen der Stange füllen, und daher weniger zuverlässig sind. Die vollständigen Durchbohrungen haben den Vorteil, dass sie durch Herausstossen des Materials bequem zu entleeren sind.

Die Taschen können namentlich bei Untersuchungen im Wasser angezeigt sein, da hier die am Gestänge haftenden Erdteile beim Ausziehen leicht abgewaschen werden.

„ „ Fig. 8—8a. Verfahren zum Herausziehen von fester sitzenden Sondiereisen. Wenn Sondiereisen aus freier Hand schwer emporzuziehen sind (was namentlich beim Einschlagen der Fall sein kann), so kann das hier angedeutete Verfahren gute Dienste leisten. Eine mit einem Haken oder Öhr (Fig. 8a) versehene Stange *a* wird am Sondiereisen niedergeschoben und durch Empordrehen des Endes in der Pfeilrichtung gegen das Sondiereisen angedrückt, wonach der so geschaffene feste Punkt durch eine, gegen eine Holzschwelle gestützte Brechstange *b* erfasst und emporgehoben wird. Durch rasches Wiederholen dieser Operation wird das Gestänge allmählich herausgezogen.

3. Bodenuntersuchung mittels Erdbohrer.

Bei diesem Verfahren wird durch Ausbohren eines Loches (sog. Schlagen eines Bohrloches) in das Erdinnere vorgedrungen, wodurch aus den emporge-

Digitized by Google

förderten Proben des Bodens ein genaueres Feststellen der Beschaffenheit der Erdschichten möglich ist. Dabei werden je nach der Beschaffenheit des Bodens und je nach dem Zwecke Geräte verschiedener Konstruktion benutzt. Im allgemeinen unterscheidet man eigentliche Erdbohrer und Steinbohrer, die entweder drehend oder stossend zur Anwendung kommen (Drehbohrer und Stossbohrer), und wobei entweder keine, oder kontinuierliche Wasserspülung (Spülbohren) benutzt wird.

Der Bohrapparat besteht aus dem eigentlichen Bohrer, der entweder mit einem bis über die Erdoberfläche reichenden Gestänge in Verbindung steht (Gestängebohren) oder an einem Seil hängt (Seilbohren). Das Drehen des Bohrers geschieht entweder aus freier Hand, mit Anwendung eines besonderen Drehhebels (Handkrücke), oder mittels Maschinen. Bei losem Boden wird behufs Freihaltung des Bohrloches ein Futterrohr dem Bohrer nachgeschoben.

Die im folgenden besprochenen Vorrichtungen zum Erdbohren können ausser zur Untersuchung des Baugrundes zum grossen Teil auch für tiefere, anderen Zwecken dienende Bodenuntersuchungen (Tiefbohren) angewendet werden.

a. Erdbohrer für drehendes Bohren.

Diese Bohrer werden immer mit festem Gestänge in der Art angewendet, dass sie durch eine Anzahl von Drehungen mit Erde gefüllt und behufs Entleerens hochgezogen werden. Dabei muss der Bohrer gegen den Boden entsprechend angedrückt werden, was bei kleiner Tiefe entweder durch den blossen Druck der an der Handhabe drehenden Arbeiter, oder durch Anhängen von Gewichten (eventuell durch Aufsitzen eines Arbeiters auf die Handhabe) geschieht, während bei grösseren Tiefen dafür das Eigengewicht des Bohrers genügt.

Je nach der Beschaffenheit des Bodens und dem Zwecke kommen verschiedene Bohrer zur Anwendung, die je nach der Tiefe des Bohrloches von etwa 30 bis 500 mm Durchmesser erhalten. Bei gewöhnlichen Bodenuntersuchungen beträgt der Durchmesser zwischen etwa 50 und 150 mm. C. J. Wagner empfiehlt für Tiefen unter 50 m einen Durchmesser d = 80 mm, bei 100 bis 120 m Tiefe d = 100 bis 150 mm, bei 120 bis 300 m Tiefe d = 200 mm und über 300 m Tiefe d = 250 bis 300 mm.

Taf. 1, Fig. 9. Schneidebohrer. Derselbe wird zum Durchschneiden des Rasens und von Wurzelwerk in den oberen Bodenschichten verwendet (Kl. — Br.).

„ „ Fig. 10—12. Gewöhnliche Erdbohrer (sog. Schappen, Löffelbohrer), bestehend aus einem scharfkantigen Zylindersegment, das am unteren Ende mehr oder weniger nach vorwärts abgebogen ist. Dieselben werden bei zäheren Erdarten angewendet, und erhalten zur möglichsten Vermeidung des Rückfalls eine

Digitized by Google

umso weniger offene Spalte je loser der Boden ist. Es ist daher die Anordnung Fig. 10—10_b für sehr zähen Ton und Torf, die etwas mehr geschlossene Form Fig. 11—11_a für weniger zähe Erdarten, wie sandigen Ton, und die noch mehr geschlossene Form Fig. 12 für mehr lockeren Boden wie etwa trockenen Sand usw. geeignet. Die Weite der Spalte hat sich ferner auch nach der Grösse der grössten vorkommenden Gesteinsfragmente zu richten. Für Schotter und Gerölle wird wohl auch das untere Ende gar nicht abgebogen, der Bohrer also als vorne offener ganz zylindrischer Mantel ausgeführt (zylindrischer Hohlbohrer).

Die Bohrer sind hier mit einem Teil des Gestänges aus einem Stück geschmiedet und erhalten eine Länge, entsprechend etwa dem 3 bis 5 fachen Durchmesser. Die Dicke der Zylinderwand hängt vom Durchmesser ab, und kann bei den kleinsten Schappen etwa 2 bis 3 mm, bei den grösseren aber bis zu etwa 15 mm betragen. Damit die Schappen beim Drehen nicht stecken bleiben ist es erforderlich, dass dieselben genau zylindrisch abgedreht seien (AB. 1849 — Zdl. 1882, S. 682).

Taf. 1, Fig. 13. Löffelbohrer mit schraubenförmiger Bodenschneide, für festeren Boden.

„ „ Fig. 14. Schappe mit Spiralbohrer zum Auflockern fester Erdteile. Dieselbe pflegt nur ausnahmsweise so lange angewendet zu werden, bis die regelmässige Bohrung mittels gewöhnlicher Schappe wieder vor sich gehen kann (AB. 1849).

„ „ Fig. 15. Schneckenbohrer mit gewundener Spitze. Derselbe eignet sich besonders zum Durchbohren von mehr gebundenen Gebilden, wie von tonigem Sand, Ton, Mergel, Schieferton usw. Der Bohrer ist hier an das Gestänge angenietet (Wg.).

„ „ Fig. 16—17. Konischer Hohlbohrer mit gerader und mit gewundener Spitze. Beide werden nur in kleineren Tiefen angewendet und sind namentlich für weichen, stark mit Sand vermischten Tonboden geeignet. Dieselben gestatten zum besseren Eingreifen ein stärkeres Niederstossen in das Erdreich. Die letztere Anordnung eignet sich namentlich zum Auflockern einzelner fester Einlagerungen (AB. 1849).

„ „ Fig. 18. Konischer Hohlbohrer mit schraubenförmigem Ende, wie solcher z. B. bei den Bodenuntersuchungen im Hafen von Triest zur Anwendung gekommen ist. Bei günstiger Witterung wurde mit demselben in 10 Arbeitsstunden bis zu 17 m Tiefe gebohrt (AB. 1876).

„ „ Fig. 19. Amerikanische Schappe mit zwei Schneiden, bestehend aus zwei einander gegenüber gestellten halbzylindrischen Wandplatten, die unten in Schneiden auslaufen, deren Spitzen über den Umfang des Gerätes hinausragen, wodurch die Reibung an der Schappenwandung vermindert wird. Die beiden Schneiden sind so gestellt, dass sie sich beim Bohren schraubenartig in den Boden einschneiden, sodass keine Belastung des Bohrers erforderlich ist. Die beiden Teile der Schappe sind bei *a* durch ein Schloss und bei *b* durch ein Scharnier mit einander verbunden, wodurch ein rasches und bequemes Entleeren des Apparates durch Öffnen des Schlosses ermöglicht ist.

Der Apparat soll auch durch Gerölle von der Grösse des halben Apparatumfanges arbeiten können. Im allgemeinen sollen 8 Umdrehungen zur Füllung genügen, wobei ein Fortschritt bis zu $0{,}75$ m Tiefe zu erreichen ist.

Diese Schappe wird in Amerika namentlich zu Brunnenbohrungen für Tiefen bis zu etwa 30 m benutzt, wobei der Durchmesser etwa 300 bis 420 mm beträgt (Zdl. 1889, S. 688).

„ „ Fig. 20—20_a. Löffelbohrer, der bei zähem Boden und kleineren Tiefen benutzt werden kann (AB. 1849).

Digitized by Google

Taf. 1, Fig. 21—24. Zylinderbohrer. Die Anordnung Fig. 21 (offener Zylinderbohrer) besteht aus einem geschlitzten Blechmantel mit geschärfter Kante, aufgeschlitztem Schraubenförmigem Boden und durchgehendem, in eine Spitze ausmündendem Gestänge, an dem oben der Blechmantel durch angenietete Arme befestigt ist. — Bei Fig. 22 geht der Mantel spiralförmig vom Gestänge aus. Ein derartiger Bohrer wurde z. B. von der Firma P. Graef in Darmstadt im Jahre 1885 zur Bohrung von Brunnen von 0,8 m Weite bis zu 21 m Tiefe in Sand und Kies verwendet. — Fig. 23 ist ein geschlossener Zylinderbohrer, bestehend aus einem geschlossenen Blechmantel mit schraubenförmigen Boden. — Bei loserem Boden wird zur Minderung des Rückfalles entsprechend Fig. 24 in den Blechmantel eine Spindel mit einer längeren, sanft ansteigenden Schraubenfläche eingesetzt. C. J. Wagner empfiehlt diesen Bohrer (sog. Sandbohrer) zum Emporholen des Bohrschmantes bei Bohrungen im Felsen.

„ „ Fig. 25. Bolkens Patent-Erdbohrer, bestehend aus zwei am konischen Ende des Gestänges über einander angebrachten Schraubenflächen, von denen die untere steiler ist und das Erdreich lockert, und dadurch der oberen das Vordringen erleichtert. Der Aushub des Bodens geschieht dadurch, dass der oberhalb der Schraube befindliche Erdkörper beim Emporziehen des Apparates mitgenommen wird (Engg. 1873, S. 246).

„ „ Fig. 26. Gewundener Spiralbohrer, bei dem sich die Erde in der Spirale festsetzt, und so emporgezogen werden kann. Derselbe eignet sich für ziemlich festes Gebirge, wobei man jedoch auf einmal nicht tief eindringen darf, da er sich sonst leicht klemmt, und schwer emporzuziehen ist. Derselbe ist bei Bohrungen ohne Futterrohr für das eigentliche Bohren nicht zu empfehlen, da hierbei die emporgezogenen Massen grosse Reibungswiderstände verursachen. Dagegen eignet sich derselbe gut zum Lösen der Erdmassen.

„ „ Fig. 27. Sandkelle, bestehend aus einem geschlossenen kegelförmigen Mantel mit einer Schraube am unteren Ende. Dieselbe eignet sich für feinkörnigen Sand.

„ „ Fig. 28. Sackbohrer, der aus einem eisernen, unten in eine Spitze auslaufenden Bügel und einem daran befestigten Sack aus starker Leinwand besteht. Derselbe ist nur in losen Massen, wie Schlamm, Triebsand usw. zu verwenden, was durch Drehen des Apparates geschieht, wobei die Erdmassen in den Sack eindringen. Der Bügel ist mit einer Schneide versehen, und wird durch eine an demselben befestigte Kette emporgezogen.

„ „ Fig. 29. Löffelbohrer, zum Bohren in zähem Boden bei geringerer Tiefe, hauptsächlich aber als Nachschneidebohrer zur Erweiterung und Ausrundung von Bohrlöchern zu verwenden, wenn dieselben bei weicherem Boden in den Ruhepausen zusammensinken, oder sonst unregelmässig ausfallen. Der Boden wird damit nur gelöst und nicht gefördert (AB. 1849).

„ „ Fig. 30. Nachschneidebohrer mit durchbrochener Wand. Derselbe dient zu gleichem Zwecke wie der vorige, hat aber gegenüber demselben den Vorteil, dass er elastisch und nachgiebig ist.

„ „ Fig. 31. Trepanierbohrer, zum Durchbohren von festeren, im Bohrloch vorkommenden Massen. Derselbe erhält auch zwei spitzige oder abgerundete Schneiden. Der Boden wird auch hierbei nur gelöst, während die Förderung mittels einer Schappe geschieht.

„ „ Fig. 32. Flügelbohrer, der zum Auflockern der Erdmassen und zum Verdrängen von Steinen dient (AB. 1849).

„ „ Fig. 33. Nach unten zulaufender Spiralbohrer (amerikanische Zunge), zu gleichem Zweck zu verwenden wie der vorhergehende. Derselbe

Digitized by Google

darf nie auf einmal tief eindringen ohne zeitweise gehoben zu werden, da sonst leicht Verklemmungen eintreten. Beim Ausheben wird derselbe zuerst etwas in entgegengesetzter Richtung gedreht (AB. 1849).

Taf. 1, Fig. 34. Schlangenbohrer, der zu gleichem Zwecke verwendet wird wie die vorigen (Zdl. 1882, S. 682).

b. Ventilbohrer.

Die Ventilbohrer, auch Ventilbüchsen, Sandbüchsen oder Bohrlöffel genannt, werden zum Durchbohren von ganz weichen und losen Erdarten (schwimmendem Gebirge) verwendet, die mit gewöhnlichen Erdbohrern nicht gefördert werden können, so wie auch zur Förderung des Bohrschmantes bei Verwendung von Stossbohrern im Felsen (sog. Löffeln, daher auch Schmant- oder Schlammlöffel, oder Schmantheber genannt). Man verwendet die Ventilbohrer entweder an festem Gestänge, oder besser am Seil, wodurch infolge Wegfallens des Auseinandernehmens und Zusammenfügens des Gestänges Arbeit und Zeit gespart wird.

Diese Bohrer bestehen aus einem Blechzylinder, welcher am unteren Ende mit einem Ventil versehen ist, das sich beim Niederdrücken in den losen Boden öffnet und letzteren in den Zylinder eindringen lässt, während sich dasselbe beim Anheben des Apparates schliesst. Auf diese Weise wird der Zylinder durch wiederholtes Heben und Senken gefüllt und dann hochgezogen.

Taf. 1, Fig. 35. Ventilbohrer mit einfachem Klappenventil. Der Zylinder *A* hat am unteren Ende einen Schuh (Schneide), woran das Ventil *V* mittels Scharnier befestigt ist. Das Ventil besteht aus einer Lederscheibe, die mit einem Blei — oder Eisengewicht beschwert ist. Am oberen Ende ist der Zylinder mittels einer Gabel am Gestänge befestigt. Behufs leichteren Entleerens wird statt der Gabel auch ein einfacher Bügel benutzt. Das Entleeren geschieht durch Empordrücken des Ventils oder durch Umkippen. Die Länge des Zylinders pflegt etwa 1 ½ bis 2 m zu betragen.

„ „ Fig. 36. Ventilbohrer mit eisernem Ventil mit Bügel. Letzterer dient zur Verhinderung eines zu weiten Öffnens, wobei sich das Ventil beim Heben des Apparates nicht mehr schliessen würde. Der Zylinder ist hier zur grösseren Steifigkeit gegen seitliches Abbiegen durch vier Arme an das Gestänge befestigt, was namentlich bei grösseren Abmessungen des Zylinders angezeigt sein kann (Zdl. 1882, S. 682).

„ „ Fig. 37. Ventilbohrer mit einem Zapfen am Ventil, zu gleichem Zwecke wie der Bügel im früheren Falle (T.).

„ „ Fig. 38. Ventilbohrer mit doppeltem Klappenventil für grössere Bohrlöcher und feinen Schlamm.

„ „ Fig. 39. Ventilbohrer mit Kugelventil. Der Zylinder ist auch hier mit einem Schuh versehen, in welchem eine lose Metallkugel sitzt, die in gleicher Weise fungiert wie das Klappenventil und in ihrem Spiel durch einen übergelegten Bügel begrenzt ist. Der Bohrer hängt hier an einem Seil (AB. 1849).

Digitized by Google

Taf. 1, Fig. 40. Kugelventilbohrer, wobei die Kugel zur Führung und zum Heben derselben beim Anstossen auf der Sohle der Bohrlochs mit einer durchgesteckten Stange versehen ist (AB. 1849).

„ „ Fig. 41. Ventilbohrer mit Spiralbohrer, zu verwenden bei festerem Sand, wobei der Boden vor dem Löffeln mit dem Spiralbohrer gelockert wird. Dieser Bohrer kann nur an festem Gestänge verwendet werden (T.).

„ „ Fig. 42. Ventilbohrer mit Meissel für milderes Gebirge, wie Mergel, leichteren Ton und tonigen Sand, die vor Aufnahme in den Zylinder mit dem Meissel stossweise zerkleinert werden (T.).

„ „ Fig. 43. Ventilbohrer mit doppeltem Klappenventil und Verschlussvorrichtung. Nach vollbrachter Füllung des Bohrers wird die Stange *S* niedergeschraubt, wodurch die beiden Ventile niedergedrückt werden, und ein Ausrinnen der Massen beim Aufholen des Apparates vermieden wird. Diese Anordnung kann bei tieferen Bohrungen zur Vermeidung von Zeit- und Arbeitsverlusten angezeigt sein (AB. 1849).

c. Stossbohrer.

Stossende Bohrer werden in steinigem Boden und Felsboden in der Art angewendet, dass der Bohrer entweder zusammen mit dem ganzen Gestänge (Bohren mit festem Gestänge) oder nur mit einem Teil desselben (Bohren mittels Freifallapparat) oder mit Anwendung eines Seiles anstatt des Gestänges (Bohren am Seil), wiederholt gehoben und fallen gelassen, und bei jedem Hub etwas gedreht (umgesetzt) wird. Hierbei bildet sich, entweder durch das Grundwasser oder unter künstlicher Zuführung von Wasser, der sog. Bohrschlamm oder Bohrschmant, der von Zeit zu Zeit aus dem Bohrloch entfernt wird. Der Hub beträgt, je nachdem das Gestein mehr oder weniger hart ist, und je nach der Tiefe des Bohrloches, etwa 20 bis 80 cm.

Das Bohren mit festem Gestänge kommt bei weniger grossen Tiefen zur Anwendung, weshalb es zu baulichen Zwecken meistens genügt. Je nach der Beschaffenheit des Gebirges in Bezug auf die Härte und Schichtung kommen Stossbohrer verschiedener Konstruktion zur Anwendung. Dieselben bestehen aus Stahl und werden beim Härten hellgelb angelassen.

Taf. 1, Fig. 44. Meisselbohrer. Bei dieser am meisten angewendeten Form des Stossbohrers ist die Schneide geradlinig und bildet einen Keil, dessen Seitenflächen einen umso grösseren Winkel einschliessen je härter das Gestein ist, und zwar zwischen etwa 45 und 90°. Bei dieser geradlinigen Anordnung der Schneide wird der Stoss gegen die Sohle gut verteilt und lässt sich auch das Loch gut reinigen, wogegen bei hartem Gestein damit der Nachteil verbunden ist, dass die Ecken leicht abspringen. Um dies zu vermeiden hat man zuweilen entweder die Ecken abgerundet, oder auch der Schneide eine schwach konvexe oder gebrochene Form gegeben (Wg.).

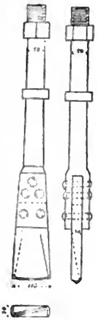
„ „ Fig. 45. Meisselbohrer mit keilförmig zugeschärften Seitenschneiden. Derselbe ist bei weichem Gebirge, wo durch die scharfen Seitenschneiden beim Drehen des Bohrers die Bohrlochwände abgeschabt werden, gut zu verwenden. Dagegen ist diese Anordnung für festes Gestein unzweckmässig, da hier-

Digitized by Google

durch vertikal geriefte Wände entstehen und der Querschnitt des Loches leicht die Gestalt eines sphärischen Dreiecks annimmt (Zdl. 1882).

Taf. 1, Fig. 46—46$_a$. Meisselbohrer mit beiderseitigen Nachschneiden. Diese Anordnung bezweckt ein besseres Abarbeiten der Bohrlochwände und leistet in dieser Beziehung gute Dienste, ist aber sowohl in der Anschaffung als auch in der Unterhaltung kostspieliger als der einfache Meissel (Zdl. 1882).

Fig. 1. Fig. 1$_a$.



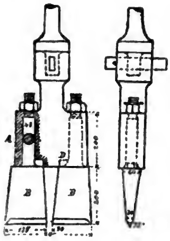
1: 12.

Z-förmiger Meisselbohrer angewendet beim Umbau des Iglawa-Viaduktes.

Den gleichen Zweck hat auch der sog. Ohren — oder *Z* — Meissel, bei dem die Nachschneiden nur nach einer Seite über die Meisselkante vorragen. Nebenstehende Textfigur 1—1$_a$ zeigt einen solchen Bohrer, wie selber im Jahre 1892 beim Umbau der Gitterpfeiler des Iglawa-Viaduktes bei Kanitz-Eibenschitz (Mähren) zum Abbohren der neuen Ankerlöcher in den aus hartem Granit- und Sienit-Mauerwerk bestehenden Sockeln der Pfeiler verwendet wurde, und wo sich derselbe sehr gut bewährt hat. Zur Schonung der Schneide wurde der Hub auf höchstens 15 bis 20 cm beschränkt (ÖZ. 1893, S. 647).

„ „ Fig. 47—49. Meisselbohrer mit Fortsatzschneide, welche Anordnung zuweilen mit Vorteil angewendet wird um bei schief einfallenden Schichten durch Vorbohren des Loches mit dem Fortsatz besser in der Richtung zu verbleiben. Die Anordnungen Fig. 48—49 sind Variationen, wobei entweder das Meisselblatt an das Gestänge, oder der Fortsatz an den Meissel besonders angeschraubt ist. Damit wird namentlich eine leichtere Handhabung des Meissels beim Schärfen bezweckt, wogegen aber diese Anordnungen wegen des losen Zusammenhanges der Teile und der leichten Lockerung der Schrauben weniger zu empfehlen sind als die vorige. Bei der Anordnung Fig. 49 erhält man durch Entfernung des Fortsatzes einen Gabelförmigen Meissel, der abwechselnd mit der Fortsatzschneide zur Anwendung kommen kann (AB. 1849).

Fig. 2. Fig. 2a.



1: 15.

Lamellenmeissel-Bohrer angewendet beim Bau des Tankar-Leuchtturmes.

Taf. 1, Fig. 50. Gabelförmiger Meisselbohrer. Derselbe kann zu gleichem Zwecke dienen wie der vorige, bildet aber zugleich kleine Kerne, die zu Tage gefördert genaue Proben des Gebirges liefern, daher dieser Bohrer namentlich im Bergwesen eine wichtige Rolle spielt.

„ „ Fig. 51—51$_a$. Lamellenmeissel, bestehend aus einem Gestell *K*, an dem zwei mit schmalen Nachschneiden versehene Meissel *m* und m_1 angebracht sind. Der freie Zwischenraum zwichen den Meisseln darf nur so gross sein, dass der dort sich bildende Kern der Bohrarbeit nicht hinderlich ist. Die Anordnung hat gegenüber einem einzigen Meissel den Vorteil, dass sich die kleinen Meissel leichter herstellen, und auch unter Anwendung eines kleineren Schmiedefeuers leichter schärfen und härten lassen. Dagegen hat diese Konstruktion den Nachteil, das der aus mehreren Teilen zusammengesetzte Apparat viel mehr Störungen durch Brüche usw. ausgesetzt ist, und dass auch der Stoss hier weniger wirksam ist als beim einfachen Meissel. Da sich dies namentlich bei festerem Gebirge geltend macht, so ist hierfür der Apparat weniger zu empfehlen.

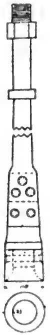
Digitized by Google

Bei der Gründung des Leuchtturms auf Tankar bei Gamla Karleby in Finnland (1889) wurde zum Bohren von Löchern für die Ankerbolzen von 0,3 m Weite und 4 m Tiefe in hartem Granit auf Vorschlag des Verfassers der in vorstehenden Textfiguren 2—2a dargestellte Lamellenmeissel mit guten Erfolg angewendet. Das Kopfstück *A* wurde hier massiv angeordnet, und erhielten die Meissel *B* gegen Drehen an der Wurzel einen in das Kopfstück eingreifenden Ansatz *D* (AB. 1892).

Es werden auch solche Bohrer mit 4 Meisseln benutzt.

Taf. 1, Fig. 52—53. Meisselbohrer mit Ohrenschneiden. Die Ohrenschneiden bezwecken das Nachschneiden der Wand des Bohrloches und sind entweder abnehmbar oder fest. Erstere bestehen entsprechend Fig. 52 aus keilförmigen kleinen Meisseln *m*, die hier durch schwalbenschwanzförmige Zapfen und kleine Stiftschrauben *s* seitwärts am Schafte befestigt sind. Dieselben erhalten eine Breite von 50 bis 100 mm. Sie bezwecken auch noch den Bohrer in vertikaler Lage zu erhalten, wodurch derselbe auch bei einem eventuellen Bruch des Gestänges leichter zu fassen ist. Die festen Ohrenschneiden (Fig. 53) haben den gleichen Zweck und besitzen den Vorteil einer grösseren Solidität und besseren Wirksamkeit, dagegen den Nachteil grösserer Unbequemlichkeit beim Schärfen derselben (Wg. — AB. 1849).

Fig. 3.



1: 12.

Glockenbohrer.

Wenn keine Ohrenschneiden zur Anwendung kommen, so kann zum Ausgleichen der Bohrlochwände und zum Geraderichten (Nachbüschen) von vertriebenen (schief gehenden) Bohrlöchern auch der sog. Glockenbohrer (Nachbohrglocke, Textfig. 3) benutzt werden (ÖZ. 1893, S. 647).

Taf. 1, Fig. 54. Kreuzmeissel. Derselbe hat die Form zweier einander kreuzenden Meissel, und kommt bei ungleichmässigem Gebirge mit Vorteil zur Anwendung, wenn der Boden des Bohrloches uneben ausfallen will, wie auch bei zerklüftetem Gebirge, wo der einfache Meissel in den Spalten leicht stecken bleibt, oder seitwärts vertrieben wird. Nachdem aber der Kreuzmeissel im allgemeinen langsamer arbeitet als der einfache Meisselbohrer, so wird derselbe nur zeitweilig als Ersatz für den letzteren angewendet. Derselbe ist auch schwerer zu schärfen als der einfache Meissel. Von gleicher Art ist auch der in neuerer Zeit zur Anwendung gekommene Dreikant-Bohrer von Jul. Boedinghaus in Düsseldorf.

„ „ Fig. 55. Zerlegbarer Kronenbohrer, bestehend aus mehreren losen Meisselblättern *b* die um das kolbenartige Ende des Gestänges *a* gelegt und durch eine darüber geschobene Hülse *h* zusammen gehalten werden. Letztere wird durch einen Keil *k* nieder gehalten. Dieser Bohrer hat den gleichen Zweck wie der Kreuzmeissel, ist leichter zu schärfen als dieser, dagegen gleich dem Lamellenmeissel weniger wirksam und daher nur für weniger hartes Gebirge zu empfehlen (J.).

Taf. 1, Fig. 56. Massiver Kronenbohrer. Derselbe bildet einen am unteren Ende mit mehreren Schneiden versehenen Kolben, der für den Durchgang des Bohrschmantes mit den in der Axenrichtung gebohrten Kanälen *a* versehen ist. Dieser Apparat hat den gleichen Zweck wie der vorige, ist aber wirksamer als derselbe, dagegen schwerer zu schärfen.

„ „ Fig. 57. Kolbenbohrer oder Bohrkeule, zum Zerstossen von Gegenständen die in das Bohrloch gefallen sind und nicht aufgeholt werden können, oder von Gesteinstücken die sich der Zermalmung durch gewöhnliche Bohrer entziehen (T.).

Digitized by Google

Taf. 2, Fig. 1. Stossender Kernbohrer von Kind, bestehend aus einem Bohrstück an dessen Umfang sich vier kleine Meissel befinden, die beim Bohren einen Kern zwischen sich frei lassen. Derselbe dient zur Erlangung genauer Gebirgsproben, und ist daher hauptsächlich zu bergmännischen und geologischen Zwecken geeignet.

„ „ Fig. 2. Kernbohrer von Léon Dru. Derselbe besteht aus einer Anzahl von um eine Blechröhre herum angenieteten Flacheisen, die am unteren Ende mit Meisseln versehen sind, während die oberen Enden mit dem Gestänge in Verbindung stehen. Dieser Apparat ist zu gleichen Zwecken geeignet wie der vorige (T.).

Textfig. 4 zeigt noch einen eigentümlichen Kernfallbohrer, wie selber bei dem früher genannten Umbau der Pfeiler des Iglawa-Viaduktes bei Kanitz-Eibenschitz zum Geradrichten von vertriebenen Bohrlöchern angewendet worden ist. Da das zu durchbohrende Mauerwerk aus hartem Granit und anderem weniger hartem Gestein bestand, so wurde der zum Bohren angewendete *Z*-Meissel beim Erreichen einer Stossfuge zwischen Granit und einem weicheren Stein oder einer Mörtelschichte, unaufhaltsam vom Granit abgetrieben, wodurch das Loch bald um 4 bis 5 mm vertrieben war. Nachdem sich hiergegen weder der Kreuzmeissel noch der Glockenbohrer als wirksam erwiesen, so wurde vom leitenden Ingenieur Fr. Pfeuffer der hier dargestellte Kernbohrer zur Anwendung gebracht, der sich zu dem Zwecke vorzüglich bewährt hat. Derselbe besteht aus einem Führungszylinder aus 4 mm starkem Blech, an dessen unterem Ende ein 18 mm starker Stahlzylinder angenietet ist, welcher an der unteren Fläche sternförmige ondulierende Schneiden besitzt, von denen die äusseren und inneren Kreisschneiden die Leibungen des Bohrloches herstellen, die diagonalen dagegen die Stirnflächen desselben zerstampfen. Mit diesem Bohrer, der sich auch verhältnissmässig leicht schärfen lässt, wurde schon bei den ersten Versuchen ein völlig vertriebenes Bohrloch in 3 Stunden vollkommen geradegerichtet und um 15 cm vertieft (ÖZ. 1893, S. 647).

Fig. 4.



1: 12.

Kernfallbohrer angewendet beim Umbau des Iglawa-Viaduktes.

„ „ Fig. $3-3_a$. Kernbrecher, bestehend aus einem Blechzylinder *b* und einer verschiebbaren Feder, die mit ihrem Kopfe *a* hinter den Kern niedergeschoben wird und ihn mit einem nach Innen ragendem Zahn so fasst, dass er gefördert werden kann (T.).

„ „ Fig. 4. Leere für Meisselbohrer. Da es für den sicheren Gang der Bohrarbeit von Wichtigkeit ist, dass die Bohrer beim jedesmaligen Schärfen (durch Ausschmieden), immer wieder genau die gleichen Abmessungen erhält, so werden hierfür Leeren aus dünnem Blech benutzt, die für Meisselbohrer rechteckig, für Schappen usw. kreisrund ausgeschnitten sind (AB. 1849).

d. Das Gestänge.

Das Gestänge bildet die Vermittlung zwischen dem eigentlichen Bohrer und der bewegenden Kraft über der Erdoberfläche. Dasselbe ist aus einer Reihe von Gestängestücken zusammengesetzt, welche aus quadratischen oder runden massiven Eisenstangen oder eisernen Röhren, oder auch aus Holzstäben bestehen. Hölzerne Gestänge werden aber in neuerer Zeit nur selten verwendet;

Digitized by Google

dieselben haben zwar den Vorteil eines geringeren Gewichtes, sind aber infolge des geringen Widerstandes gegen Drehung und gegen Stösse weniger dauerhaft, und pflegen daher nur mehr selten und nur bei Stossbohrern unter Benutzung von sog. Freifallapparaten verwendet zu werden.

Bei kleineren Bohrungen, und sonst für drehendes Bohren überhaupt, verwendet man in der Regel ein viereckiges Gestänge, wodurch ein sicheres Anbringen der Handkrücke an beliebiger Stelle möglich ist, wogegen beim stossenden Bohren, wo mit der Handkrücke der Bohrer nur vor jedem Stoss in eine andere Lage umzusetzen, und daher kein grösserer Widerstand vorhanden ist, auch runde Gestänge benutzt werden.

Die Länge der Gestängestücke richtet sich nach dem Charakter der Bohrung; kürzere Stücke haben den Vorteil leichterer Handhabung und leichteren Transportes, wogegen sie die Anzahl der Verbindungen (Bunde) und damit die Arbeit des Zusammensetzens und Auseinandernehmens erhöhen. Man pflegt für gewöhnliche Bohrungen auf kleinere Tiefen eine Länge von etwa 3 bis 5 m, dagegen bei tieferen Bohrungen eine solche von 8 bis 12 m zu wählen. Es kann aber während des Bohrens auch bei kürzeren Gestängestücken durch die Förderung in sog. „Stangenzügen" der Vorteil einer geringeren Anzahl von zu lösenden Verbindungen erreicht werden, indem beim Aufholen mehrere Stücke (bis zu etwa 24 m Länge) an einander belassen und gewissermassen als ganze Stangen behandelt werden. Hierbei ist jedoch ein besonderes Gerüst (Bohrturm) erforderlich, an dessen Wände diese Stangenzüge aufgehängt werden.

Der Querschnitt des Gestänges wird gewöhnlich etwa 25 bis 35 mm, bei grösserer Tiefe aber auch 40 bis 60 mm und mehr im Geviert angenommen.

Das Gestänge soll vollkommen gerade sein, und wird zu dem Behufe vor Beginn der Bohrung auf einer Richtbank zusammengefügt, hinsichtlich der Geradlinigkeit geprüft, und eventuell gerichtet. Die Verbindungsstücke müssen alle gleich sein, so dass sie in beliebiger Ordnung zu einander passen (wegen allfälliger Brüche). Zur Vermeidung von Zeitverlusten beim Zusammenpassen ist es aber dennoch angezeigt, die Teile zu numerieren und sie dann immer wieder in der gleichen Reihenfolge zu verbinden, wodurch dann auch unmittelbar die jedesmalige Tiefe leicht abzulesen ist. Die Gewinde sollen immer gut geölt und vor Verunreinigung geschützt sein. Vor dem Gebrauch sind die Stangen der Reihenfolge nach an einem am Bohrgerüst angebrachten Rechen aufgehängt.

Das beim Seilbohren statt des Gestänges verwendete Seil ist entweder ein geteertes Hanfseil oder meistens ein Drahtseil von etwa 5 bis 10 mm Durchmesser.

Von den zahlreichen Anordnungen der Verbindung des Gestänges (Schloss, Bund, Kuppelung) mögen die folgenden als die gebräuchlichsten angeführt werden.

Digitized by Google

Taf. 2, Fig. 5—5_a. Gabelschloss. Die Theile greifen mit Gabel und Blatt in einander und sind durch zwei Schraubenbolzen mit einander verbunden. Die Anordnung ist einfach, leicht herzustellen, und wenig Störungen durch Verklemmung usw. ausgesetzt, wird aber dennoch nunmehr selten angewendet, da das Zusammenfügen und Auseinandernehmen zeitraubend ist, und dabei die losen Schraubenteile leicht verloren gehen. Zur Erzielung genügender Steifigkeit ist es notwendig, dass Gabel und Blatt, wie in den Figuren angedeutet, nach beiden Richtungen keilförmig in einander greifen (AB. 1849).

" " Fig. 6. Blattschloss. Diese Anordnung wird z. B. von Heyne (Erdbau, Wien 1876) als besonders zweckmässig empfohlen. Beim Zusammenfügen passen die Zapfen *b* des einen Blattes in die entsprechenden Löcher *a* des anderen, worauf durch das Loch *c* der Schraubenbolzen *d* durchgesteckt und angezogen werden, und sodann die Hülse *h* niedergeschoben wird.

Das Gabelschloss und das Blattschloss haben den Vorteil, dass sie sowohl Rechts-als auch Linksdrehen gestatten.

" " Fig. 7. Schraubenschloss. Diese wohl am meisten benutzte Verbindungsart, besteht aus Schraubenspindel und Mutter, von denen erstere einen Durchmesser gleich der Stärke des Gestänges und eine Länge ungefähr gleich $^4/_3$ der Dicke erhält. Die Gewinde sind dreieckig, rechts geschnitten und sollen mit grösster Sorgfalt ausgeführt sein. Der Zapfen soll nicht bis zum Boden der Mutter reichen, und ist es zweckmässig in letztere ein kleines Loch zu bohren, durch welches bei allfälligem Einrosten Öl eingegossen werden kann. Bei viereckigem Gestänge können die Köpfe wie in der Figur rund sein, während bei rundem Gestänge entweder dieses an den Enden viereckig angeordnet wird, oder es werden die Köpfe zum Ansetzen der Schraubenschlüssel durch zwei parallele Ebenen abgeflacht oder polygonal ausgeführt.

Ein Linksdrehen des Gestänges gestattet diese Verbindung nicht, da sie hierbei losgeschraubt wird.

" " Fig. 8—8_a. Muffenversicherung für das Schraubenschloss, wodurch auch ein Linksdrehen des Gestänges möglich wird. Spindel und Mutter erhalten hierbei sechseckige Köpfe, über welche nach geschehener Zusammenschraubung die sechseckige Hülse oder Muffe *i* niedergeschoben und diese durch die einzuschwenkende Feder *s* am Emporsteigen verhindert wird. Um die Feder in jener Lage festzuhalten wird über dieselbe eine zweite Hülse *h* niedergeschoben. Diese Anordnung lässt sich übrigens auch bei runden Köpfen anwenden, wenn dieselben an einer oder zwei Seiten abgeflacht werden und die Muffe eine dementsprechende Form erhält (Wg. — T.).

Fig. 5.



1: 20.

Hohlgestänge mit angenietetem Schraubenschloss.

" " Fig. 9—10. Zapfen-Keilverschluss, bestehend aus einem etwas konischen Zapfen und durchgeschobenem Keil, der wieder wie in Fig. 10 durch einen Splint festgehalten wird. Gegenüber dem Schraubenschloss hat dieser Verschluss den Vorteil, dass er ein rascheres Befestigen und Lösen ermöglicht. Da aber derselbe nur einen geringen Drehwiderstand besitzt, so ist er nur für stossende Bohrer geeignet (Zdl. 1882).

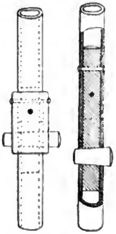
" " Fig. 11. Röhrengestänge (Hohlgestänge) aus Gasröhren, wie solches bei den Bodenuntersuchungen im Triester Hafen (zusammen mit dem in Fig. 18, Taf. 1 dargestellten Bohrer) verwendet worden ist. Die Kuppelung geschah hier durch Schraubengewinde an den Rohrenden und Muffen, wie dies später bei den Futterrohren näher besprochen werden soll (AB. 1876).

Mehr geeignet erscheint sowohl durch die grössere Solidität als auch zum

Digitized by Google

besseren Anbringen von Schraubenschlüsseln, die in vorstehender Textfigur 5 dargestellte Verbindung von Hohlgestängen mit eingenieteten massiven Zapfen für ein gewöhnliches Schraubenschloss, wobei die Rohre an beiden Enden wasserdicht geschlossen sind (AB. 1849).

Fig. 6. Fig. 7.



1: 18.

Hohlgestänge mit Keilschloss.

Von der Spezialfirma für Röhrenfabrikation Stewarts and Lloyds, Ltd. in Birgmingham werden die in den Textfiguren 6 und 7 ersichtlichen Verbindungen mit eingenietetem massivem Zapfen und Keilschloss ausgeführt.

Röhrengestänge haben den Vorteil eines verhältnismässig geringen Gewichtes, und dass sich die Hohlräume namentlich bei Bohrungen unter Wasser durch die Wirkung des Auftriebes günstig geltend machen.

Taf. 2, Fig. 12. Hölzernes Gestänge, wobei die hölzernen Stangen an den Enden durch angeschraubte eiserne Gabeln gefasst sind, welche mittels Schraubenschloss mit einander verbunden sind (Hdl. — T.).

„ „ Fig. $13-13_c$. Hölzernes Gestänge angewendet bei den zu Anfang der neunziger Jahre ausgeführten Bodenuntersuchungen auf dem äusseren La Plata. Dasselbe bestand aus astfreiem Eschenholz, hatte eine Nutzlänge von 2,5 m, einen Querschnitt mit abgerundeten Ecken von 35 × 50 mm Stärke, und an den Enden die in den Abbildungen ersichtlichen Verbindungsteile (CBl. 1900, S. 580, 592).

c. Rutschscheren und Freifallapparate.

Da beim stossenden Bohren in grösserer Tiefe das Gewicht des Gestänges so gross werden kann, dass dadurch der Bohrer beim Auffallen beschädigt würde, so kann dies durch Anwendung von sog. Rutschscheren und Freifallapparaten in der Weise vermieden werden, dass dabei nicht das ganze Gestänge, sondern nur ein Teil desselben (von etwa 2 bis 5 m Länge) zusammen mit dem Bohrer zum Auffallen kommt, während der übrige Teil nur zum Anheben benutzt wird. Während man früher ohne derartige Apparate nur bis zu etwa 300 m Tiefe bohren konnte, ist es mit deren Hilfe möglich mehr als viermal so grosse Tiefen zu erreichen.

Von den zahlreichen in der Praxis angewendeten Apparaten dieser Art mögen nur die folgenden zwei angeführt werden, die sich besonders gut bewährt haben, und daher auch am meisten benutzt werden.

Taf. 2, Fig. $14-15_a$. Rutschschere von Oeynhausen. Dieser in zwei Ausführungen dargestellte Apparat besteht aus dem Scherenstück *a* und dem Abfallstück *b* die sich beim Auffallen des mit dem Bohrer in Verbindung stehenden Stückes *b* soweit in einander schieben, dass die Enden nicht an einander stossen. Zu diesem Behufe muss das Gestänge rechtzeitig abgefangen werden. Da aber hierbei dieses letztere jedesmal einen Stoss erleidet, wodurch die Teile bei grösserer Tiefe stark auf Zug beansprucht und leicht beschädigt werden, so ist dieser Apparat bei grösserer Tiefe nicht angezeigt (DAZ., S. 447. — T.).

Digitized by Google

Taf. 2, Fig. 16. Freifallapparat von Fabian. Das Scherenstück ist hier durch einen hohlen, mit zwei (bis vier) Schlitzen versehenen Zylinder ersetzt, in dem sich das aus einer massiven Stange bestehende Abfallstück verschieben kann, wobei sich ein durchgesteckter Keil *k* in den Schlitzen bewegt. Letztere laufen am oberen Ende schräg ab und bilden einen Absatz *n*, in den der Keil *k* beim Niederschieben des Gestänges einfällt. Wird dann das Gestänge angehoben, so folgt das Abfallstück mit, löst sich aber durch einen drehenden Ruck des Gestänges vom Absatz los (sog. Abwerfen) und fällt frei ab.

Der Apparat kann natürlich auch als Rutschschere zur Anwendung kommen, wobei das Spiel durch einen verstellbaren Ring *m* je nach Bedarf begrenzt werden kann (Zdl. 1882).

„ „ Fig. 17—17_a. Freifallapparat von Kind. Dieser Apparat besteht aus dem Scherenstück *A* und dem Abfallstück *B*, von denen ersteres im oberen Teile mit einer festen, das Abfallstück fassenden Greifzange *z* und einem frei spielenden Lederkolben *K* versehen ist, der durch zwei Stangen *a* mit einem das obere Ende der Zange umfassenden Ring *r* in Verbindung steht. Wird nun das Gestänge wie in Fig. 17 hochgezogen, so wird dabei der Kolben *K* durch den Widerstand des im Bohrloch befindlichen Wassers, und damit auch der Ring *r* nach unten gedrückt, wodurch die Zange geschlossen bleibt. Sobald dann das Gestänge nach Erreichung der höchsten Stellung gesenkt wird, so wird der Kolben *K* durch den Widerstand des Wassers nach oben gedrückt, infolge dessen die Zange entsprechend Fig. 17_a geöffnet, und das Abfallstück frei wird, also abfällt. Das abermalige Fassen des Abfallstückes geschieht dann sobald das nachgeschobene Scherenstück angehoben wird, wobei die Zange durch Zurückbleiben des Kolbens geschlossen wird (Zdl. 1882, S. 682, Taf. XXXVIII).

„ „ Fig. 18—19. Leitkörbe wie solche namentlich bei grösseren Tiefen zur Absteifung und Führung des Gestänges bezw. des Seiles in gewissen gegenseitigen Abständen angebracht werden. Fig. 16 zeigt auch einen solchen Leitkorb (ÖZ. 1893, S. 646. — Engg. 1888 II, S. 272).

f. Hilfsgeräte zu den Erdbohrern.

Zu den Hilfsgeräten gehören verschiedene Einrichtungen die zur Handhabung des Gestänges beim Öffnen und Schliessen der Schlösser, beim Drehen, Unterfangen und Heben des Gestänges, sowie zum Aufholen gebrochener Gestänge stücke usw. erforderlich sind.

Gestängeschlüssel.

Dieselben dienen zum Zu- und Abschrauben der Gestängestücke. Hierbei sind immer zwei Schlüssel erforderlich, einer zum Festhalten des unteren Teiles und der zweite zum Abdrehen des Schlosses. Auch zum Abfangen, Drehen, Heben und Senken des Gestänges können die Schraubenschlüssel Verwendung finden, wofür man aber besser besondere Apparate benutzt. Bei jedem Bohren sollen mindestens drei Schlüssel von verschiedener Armlänge vorhanden sein, um die Kraftäusserung nötigenfalls erhöhen zu können.

Taf. 2, Fig. 20. Einfacher Gestängeschlüssel in Form eines umgebogenen Hakens mit einer Handhabe.

Digitized by Google

Taf. 2, Fig. 21. Gestängeschlüssel mit zwei Handhaben.

„ „ Fig. 22–23. Gestängeschlüssel in Form von einer Gabel, bezw. eines an den Enden abgebogenen Flacheisens. Dieser Schlüssel kann für zwei verschiedene Gestängeticken angeordnet sein (AB. 1849).

„ „ Fig. 24. Gestängeschlüssel mit Daumen (Universal-Rohrzange) für Hohlgestänge und Futterrohre, bestehend aus einem Haken *A*, in dessen hinterem gabelförmigem Ende sich die in den Daumen *B* ausmündende Handhabe befindet.

Handkrücken.

Die Handkrücke, auch der Krückel, Drehkrückel oder Wender genannt, dient als Hebel beim Drehen des Bohrers, sowohl zum Ausführen der Bohrarbeit beim drehenden Bohren, als auch zum Umsetzen der stossenden Bohrer. Da der Krückel im Verhältnis des Eindringens des Bohrers von Zeit zu Zeit höher versetzt werden muss, so ist es von Wichtigkeit dass derselbe an beliebiger Stelle möglichst rasch und sicher befestigt, und leicht entfernt werden kann. Nachdem bei viereckigem Gestänge eine sichere Befestigung leichter zu erreichen ist als bei rundem, so ist letzteres für drehendes Bohren nicht zu empfehlen.

Der Krückel wird beim drehenden Bohren, so lange das Bohrloch noch eine geringere Tiefe hat, so tief angelegt, dass von den Arbeitern zugleich ein Druck ausgeübt werden kann. Dieser Druck kann auch noch durch Belastung erhöht werden, und zwar wenn dies nur zeitweilig erforderlich ist am einfachsten dadurch, dass sich ein Mann reitend auf den Krückel setzt.

Im allgemeinen bestehen die Krückel aus zweiarmigen Hebeln, die mittels Schrauben oder Keile am Gestänge befestigt werden, und deren Enden als Handhaben dienen. Dieselben pflegen bei drehenden Bohrern gewöhnlich gerade auszulaufen, sind aber mitunter auch, namentlich bei stossenden Bohrern zweckmässig nach oben abgebogen, wodurch sowohl eine Minderung der prellenden Stösse auf die Hände als auch ein bequemeres Handhaben erreicht wird.

Die Länge des Krückels beträgt bei drehenden Bohrern etwa 1 m, während bei stossenden Bohrern eine Länge von $0{,}4$ bis $0{,}5$ m genügen kann.

Taf. 2, Fig. 25. Krückel einfachster Art für viereckiges Gestänge, von gleicher Form wie ein Schraubenschlüssel, mit einer Klemmschraube *s* zum Befestigen am Gestänge.

„ „ Fig. 26. Krückel mit zwei Hebelarmen *A* und *B*, die durch eine Schraube *S* an das Gestänge angeschraubt werden. Behufs gegenseitiger Verbindung greift der Hebel *A* an seinem Ende mittels Zapfen in *B* ein.

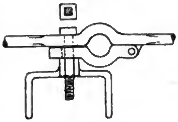
„ „ Fig. 27–27_a. Krückel mit einem um ein Scharnier drehbaren Riegel, der durch einen umlegbaren Bügel und eine Klemmschraube *s* an das Gestänge angepresst wird. Es ist dies eine zweckmässige, vielfach angewendete Anordnung. Die Enden der Handhaben sind hier nach oben gebogen, was die vorgenannten Vorteile hat. (ÖZ. 1893, S. 647).

Digitized by Google

Taf. 2, Fig. 28. Krückel mit einem mittels Schraubenbolzen *s* angepressten Riegel, und noch einer besonderen Klemmschraube *K*. Diese Anordnung wird z. B. vom Stadtbauamte in Helsingfors bei Sondiereisen angewendet. Die inneren Anschlussflächen sind gezahnt.

Statt der einfachen Schraubenmutter die einen besonderen Schraubenschlüssel erforderlich macht und leicht verloren geht, kann zweckmässiger eine Mutter mit Handhaben wie in Textfig. 8 angewendet werden, welche Anordnung gleichfalls bei den Bodenuntersuchungen in Helsingfors benützt wird.

Fig. 8.



1: 10.

Krückel mit Schraubenmutter, die mit Handhaben versehen ist.

„ „ Fig. 29. Krückel mit vier Handhaben, von denen drei zusammenhängen, während die vierte lose angelegt und durch umlegbare Bügel mit Klemmschrauben befestigt ist (T.).

„ „ Fig. 30. Krückel mit vier Handhaben, wie solcher bei den Bodenuntersuchungen im Hafen von Triest für rundes Gestänge angewendet wurde. Der im horizontalen Durchschnitt dargestellte Apparat besteht aus einem viereckigen eisernen Rahmen, in dem die vier Handhaben befestigt sind, und in dessen Innerem sich zwei lose Klemmklötze *a a* befinden, die durch eine Klemmschraube an das Gestänge angepresst werden. Eine oben und unten angeschraubte viereckige Platte *b* verhindert das Herausfallen der Klemmklötze (AB. 1876).

Statt solcher zur Entwicklung einer grösseren Kraft angewendeter vierarmiger Krückel, kann es bequemer sein, zwei einfache Krückel über einander anzubringen, wie dies z. B. bei den Bodenuntersuchungen in Helsingfors mittels Sondiereisen zuweilen geschieht.

„ „ Fig. 31—32. Krückel mit Keilbefestigung, wobei der Keil *K* bezw. in wagrechten oder in lotrechter Lage an das Gestänge angedrückt wird. Bei der letzteren Anordnung werden zur grösseren Sicherheit gegen Abgleiten des Krückels auch zwei Keile angewendet, die zu beiden Seiten des Gestänges in entgegengesetzter Richtung eingesetzt werden. Die Keile werden durch ein Kettchen oder eine Schnur an den Krückel angehängt.

Abfange- und Aufhänge-Vorrichtungen.

Diese Vorrichtungen dienen teils dazu, um beim Einlassen und Aufholen des Gestänges den allmählichen Ansatz und die Abnahme desselben zu ermöglichen, teils um das Gestänge zu anderen Zwecken in beliebiger Höhenlage festzuhalten, sowie um dasselbe behufs Hebens und Senkens zu fassen.

Taf. 2, Fig. 33—33_a. Abfangegabel oder Bohrgabel, womit das Gestänge durch Unterschieben über der Bohrlochmündung unter einen Bund im Bohrloche aufgehängt wird, so dass entweder beim Aufholen die über Erde befindlichen Teile des Gestänges abgenommen, oder beim Einlassen neue Teile aufgesetzt werden können (ÖZ. 1893, S. 647).

„ „ Fig. 34. Bohrschere, die bei grösseren Löchern während des Bohrens über der Lochmündung an das Gestänge gelegt wird, um ein Hineinfallen von Gegenständen zu verhindern.

„ „ Fig. 35. Bohrbündel, das über dem Bohrloch an beliebiger Stelle des Gestänges zum Festhalten desselben angeschraubt werden kann.

Digitized by Google

Taf. 2, Fig. 36—38ₐ. Stangenhaken. Dieselben dienen zum Fassen des Gestänges beim Aufholen und Einlassen, wobei die Gabel des Hakens unter einen Bund gelegt wird. Zur grösseren Sicherheit gegen Abgleiten des Gestänges kann entsprechend Fig. 36 durch die Gabel noch ein Splint *S* durchgeschoben werden. Am oberen Ende hat der Haken einen Ring, an dem das zum Heben des Bohrers angewendete, über eine Rolle geführte Hebeseil oder Kette befestigt wird. — Die Anordnung Fig. 36 hat den Vorteil das der Haken an beliebiger Stelle des Gestänges angelegt werden kann.

Fig. 9.



1: 30.

Bohrklemme.

Eine zweckmässige Abfange-Vorrichtung, die auch an beliebiger Stelle des Gestänges angebracht werden kann, ist die in nebenstehender Textfigur 9 dargestellte Bohrklemme. Der Apparat hat zwei gezahnte Daumen, die sich beim Anziehen der Ketten um so fester an das Gestänge andrücken, je stärker der Zug ist (T.).

Taf. 2, Fig. 39—39ₐ. Kopfstück, das zu gleichem Zwecke wie die Stangenhaken dient, jedoch an das oberste Ende des Gestänges angeschraubt wird. Die an demselben allenfalls angeschraubten Handhaben *H* dienen zum Drehen des Gestänges und zwar bei drehenden Bohrern als zweiter Krückel, um damit zeitweilig eine grössere Kraft entwickeln zu können, während sie bei stossenden Bohrern den einzigen Handkrückel zum Umsetzen des Bohrers ausmachen können.

Bei Röhrengestängen kann auch der in Fig. 11, Taf. 2 dargestellte Apparat zur Anwendung kommen.

Fanginstrumente.

Diese Apparate werden zum Aufholen von abgebrochenen Gestängen oder von sonstigen in das Bohrloch gefallenen Gegenständen verwendet.

Taf. 2, Fig. 40. Fangvorrichtung, bestehend aus einem Trichter *a*, der an der Schraubenmutter eines Gestängestückes befestigt wird, um dadurch bei losgeschraubten Gestängeteilen die im Loch befindliche Schraubenspindel leichter fassen und anschrauben zu können (AB. 1849).

„ „ Fig. 41—42. Der Glückshaken, womit das Bruchstück durch drehende Bewegung gefangen wird, was am besten gelingt, wenn der Haken unter einen Bund geschoben werden kann. Derselbe wird in verschiedener Form benutzt und ist namentlich die Anordnung Fig. 42 gegen die beim Herausziehen auftretende Beanspruchung besonders widerstandsfähig.

„ „ Fig. 43. Der Gaisfuss oder Fangehaken, zum Auffangen von abgebrochenen Gestängen durch Niederschieben unter einen Bund (Wg.).

„ „ Fig. 44. Gestängefänger mit drehbarem Haken. Letzterer ist um einen am Gestänge sitzenden Bolzen drehbar und wird durch eine Feder in horizontaler Lage erhalten. Man sucht das abgebrochene Gestänge durch Drehen in den Haken zu bekommen, worauf derselbe beim Anziehen des Apparates in gleicher Weise wirkt wie der Stangenhaken (Fig. 36) (J.).

„ „ Fig. 45. Glockenfänger mit Daumen (Fangbüchse). Der Apparat wird über das abgebrochene Gestänge niedergeschoben, worauf sich beim Anheben der Daumen *a* an dasselbe andrückt.

„ „ Fig. 46. Fangapparat mit zwei gezahnten Daumen (Zahngabel), mit gleicher Wirkungsweise wie beim vorigen Apparat. Die Daumen sind hier ge-

Digitized by Google

zahnt, sitzen zwischen zwei am Gestänge angenieteten Platten, und erhalten an ihrem Rücken einen Druck durch zwei vom Gestänge ausgehende Federn *F*, wodurch sie beliebig gestellt werden können und ein loser Gang derselben vermieden wird.

Taf. 2, Fig. 47. Die Federfalle. Dieselbe besteht aus einer Büchse mit unten eingesetzten Federn *F*, die beim Aufschieben der Büchse über das Gestänge zur Seite gedrückt werden und beim Aufholen das Gestänge unter einem Bund oder irgend einem anderen Ansatz fassen (DAZ.).

„ „ Fig. 48. Fangfeder, wodurch das abgebrochene Gestänge durch Aufschieben auf dasselbe gefasst wird.

„ „ Fig. 49—50. Dreiarmige Fanggabel (Widerhakengabel, Hechtrachen). Dieselbe ist an den inneren Flächen der Arme mit Widerhaken versehen, wodurch das Bruchstück beim Aufschieben auf dasselbe gefasst wird (AB. 1849).

„ „ Fig. 51. Fangfallschere. Diese besonders zweckmässige und viel angewendete Fangvorrichtung besteht aus einer Gabel *g* die am unteren Ende in einen Ring *r* ausmündet, sowie aus zwei federnden, verzahnten Greifschienen *s*, die am oberen Ende an einer längs des Gestänges frei verschiebbaren Hülse *h* befestigt sind, während das untere Ende im Ringe *r* steckt. Durch ein Holzstück *k* werden die Greifschienen auseinander gespreizt gehalten. Wird nun der Apparat auf das abgebrochene Gestänge aufgeschoben, so wird dabei das Holzstück fortgeschoben und beim Hochziehen des Gestänges der Ring *r* an den Greifschienen empor gleiten, wodurch dieselben an das Gestänge angedrückt werden (Zdl. 1882, S. 682).

„ „ Fig. 52—53. Einfacher und doppelter Krätzer, der zum Fangen des Gestänges entweder durch Unterfangen eines Bundes, oder durch Fassen des blossen Gestänges mit den inneren scharfen Kanten, namentlich aber zum Aufholen von abgerissenen Seilen benützt wird (AB. 1849. — Wg.).

„ „ Fig. 54. Der Glockenfänger (Glockeneisen, Schraubenfangmutter, weibliche Schraube), bestehend aus einer konischen, im Inneren mit Gewinden versehenen Stahlbüchse, die an abgebrochene Gestänge angeschraubt wird.

„ „ Fig. 55. Rohrfänger (Fangdorn, männliche Schraube oder Vaterschraube), zum Heben von abgebrochenen Röhrengestängen und Futterrohren, indem die etwas konische Schraubenspindel in das Rohr eingeschraubt wird. Zu diesem Zwecke wird auch der Glockenfänger (Fig. 54) verwendet.

„ „ Fig. 56. Der Fangkorb, bestehend aus mehreren, vom Gestänge ausgehenden federnden Armen, die so gebogen sind, dass sie einen Behälter bilden, und mit den unteren, mit Widerhaken versehenen Enden einander berühren. Der Apparat wird zum Aufholen einzelner an der Sohle des Bohrloches befindlicher Gegenstände und von eingestürzten Gebirgstücken (Nachfall) in der Weise verwendet, dass er über den Gegenstand niedergeschoben wird, und denselben teilweise oder ganz im Behälter aufnimmt. Bei entsprechend starken Federn und Widerhaken kann derselbe auch zum Fangen von Gestängen benützt werden, wenn man mit den Haken unter einen Bund gelangen kann (J.).

„ „ Fig. 57. Fangkorb mit Aufschiebegewicht (Fallfangschere, Kluppe). Beim Aufstossen des Apparates verschiebt sich der Rahmen *a* über die Fangarme nach abwärts, wodurch die letzteren besser angedrückt und zusammen gehalten werden. Durch den Aufschieberahmen kann auch der Apparat für verschiedene Abmessungen der zu fangenden Gegenstände mehr oder weniger offen

Digitized by Google

gestellt werden. Dieser Apparat ist namentlich zum Aufholen von abgerissenen Seilen geeignet.

Taf. 2, Fig. 58. Seilfänger in Form einer Stange mit Widerhaken.

Futterrohre.

In gewissen Fällen, namentlich bei aufgeweichten oder durch Wasserandrang aufweichbaren Bodengattungen, sowie bei rolligem, weniger gebundenem und zerklüftetem Gebirge usw., ist es nötig das Bohrloch mit einer Verrohrung zu versehen. Man verwendet hierzu Futterrohre aus Eisen- oder Stahlblech, wofür bei kleinerem Durchmesser gezogene, bei grösserem aber geschweisste oder ohne Naht gewalzte Röhren (Mannesmann-Röhren) zur Anwendung kommen. Die in früheren Zeiten bei grösserem Durchmesser angewendeten genieteten Röhren sind gegenwärtig nicht mehr gebräuchlich.

Die Futterrohre erhalten eine Länge von etwa 3 bis 4 m und eine Wanddicke die nach Wagner bei einem Durchmesser von 150, 200 und 250 mm bezw. 2, 3 und 4 mm betragen kann. Bei grösserem Durchmesser kommen aber auch Dicken bis zu etwa 7 mm zur Anwendung. Am unteren Ende erhält die Verrohrung einen besonderen gut gestählten Schuh. Der innere Durchmesser der Futterrohre soll um etwa 40 mm grösser sein als jener des Bohrers.

In früheren Zeiten wurden oft hölzerne Futterrohre verwendet, was aber gegenwärtig nur noch selten, wenn es besondere Umstände erheischen, der Fall ist, wie z. B. als sog. Isolierungsröhren in Sohlbohrlöchern, wo eiserne Rohre durch das salzige Sohlwasser bald zerstört würden. Auch verwendet man hölzerne Rohre zu sog. Bohrtäuchern, womit man ein Rohrstück von etwa 2 bis 3 m Länge versteht, das zur Leitung der Bohrers in der Bohrlochmündung angebracht wird, und dieselbe um etwa 0,2 bis 0,3 m überragt. Es werden aber hierzu auch schmiedeiserne oder gusseiserne Rohre benützt.

Die gegenseitige Verbindung der Rohrstücke geschieht entweder durch Ineinanderschieben der Enden und Befestigen mittels Stiftschrauben, oder durch Ineinanderschrauben der Enden, ohne oder mit Anwendung von losen Muffen.

Die Futterrohre werden entweder durch Drehen und Belasten eingepresst, oder bei grösserem Widerstand durch Rammen eingetrieben. Wenn die erste Verrohrung bei einer gewissen Tiefe nicht mehr eindringt, so kann unter Anwendung eines kleineren Durchmessers eine neue Verrohrung eingelassen werden. Dabei lässt man die zweite Röhrentour entweder bis an die Mündung des Bohrloches reichen, oder wird dieselbe, so weit sie in der vorigen Tour steckt, mit einem besonderen Schneideapparat abgeschnitten und wieder herausgezogen (verloren eingebaute Tour). Letzteres kann auch geschehen, wenn erst in grösserer Tiefe eine Verrohrung erforderlich ist.

Digitized by Google

So konnte bei der Bohrung eines 254 m tiefen Röhrenbrunnens in Ottakring bei Wien nachdem die ersten 16,8 m ohne Verrohrung erbohrt worden waren, die erste 126 mm weite Röhrentour nur bis zu 94,6 m Tiefe gebracht werden, wonach die folgende Tour von 106 mm Weite bis zu 165 m, und die letzte 83 mm weite Tour bis zu 253,3 m Tiefe eindrang (ÖW. 1888, S. 171).

Nach vollbrachter Bohrung wird die Verrohrung oft wieder herausgezogen, wobei entweder ein Seil am oberen oder ein sog. Rohrzieher am unteren Ende angebracht wird.

Anstatt eine Verrohrung anzuwenden kann es mitunter auch genügen die Bohrlochwände dadurch gegen Nachfall zu versichern, dass dieselben mit fettem gut geknetetem Lehm verschmiert werden, was mit Hilfe des Schneckenbohrers geschehen kann.

Taf. 2, Fig. 59. Röhrenverbindung mit innerer Schwellung, glatter äusserer Wand und lose in einander geschobenen, mittels Stiftschrauben mit einander befestigten Enden (angewendet bei einer Brunnenbohrung in Hannover). Die Stiftschrauben haben versenkte Köpfe und einen Durchmesser gleich der doppelten Blechstärke (HZ. 1883, Taf. 19).

Fig. 10.



Fig. 11.



1: 5—1: 40.

Röhrenverschraubung durch Schwellung und durch Überblattung.

Eine andere Art der Befestigung besteht darin, dass die Rohrenden wie in Textfig. 10 und 11 in einander verschraubt werden. Dies kann entweder durch teilweise Schwellung des einen und Verengung des anderen Rohrendes (Textfig. 10), oder nur durch Schwellung der Mutter, oder auch wie in Textfig. 11 durch Überblattung und Verschraubung der Teile geschehen. Diese Anordnungen werden z. B. von Stewarts and Lloyds in Birmingham ausgeführt. Die erstere Anordnung kann bei dünneren Rohrwänden verwendet werden, bedingt aber durch die Schwellung einen grösseren Widerstand gegen das Eindringen der Verrohrung, wogegen die andere Anordnung bei glatter äusserer und innerer Wand sowohl für das Niederführen der Verrohrung als auch für die Bewegung des Bohrers möglichst günstig ist, jedoch eine grössere Wanddicke erfordert.

Fig. 12.



1: 8—1: 20.

Röhrenverbindung mit zylindrischer Gewindemuffe.

Taf. 2, Fig. 60—61. Röhrenverbindungen mit tonnenförmiger und zylindrischer Gewindemuffe. Die Firma Stewarts and Lloyds liefert ausser diesen Anordnungen auch die in nebenstehenden Textfig. 12 dargestellte Verbindung mit zylindrischer Gewindemuffe, mit theilweiser äusserer und innerer Schwellung, sowie auch eine Verbindung mit innerer Muffe und glatter Aussenfläche.

„ „ Fig. 62—63. Aussen und innen glatte Verbindungen, unter Anwendung eines eingelassenen Laschenringes und von Überblattung mit Stiftschrauben-Befestigung.

„ „ Fig. 64. Schuh aus Stahl zur Verstärkung des unteren Endes der Verrohrung. Selber ist am Rohrende angenietet. Zur Befestigung kann allenfalls auch nur eine Nietreihe genügen.

Einfacher ist das in Textfig. 13 dargestellte Fusstück für verschraubte Verrohrungen. Es kann in gleicher Weise auch mit einer Mutterschraube versehen sein.

Digitized by Google

Fig. 13.



1: 5–1: 40.

Fusstück für Futterrohre.

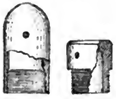
Taf. 2, Fig. 65. Verbindung hölzerner Rohre durch Überblattung nebst Stossdeckung mittelst eines eingelassenen und angeschraubten Eisenringes.

„ „ Fig. 66. Gusseiserner Schuh für hölzerne Verrohrungen und Bohrtäucher.

„ „ Fig. 67—68. Federnde Nachschneideapparate zur Erweiterung des Bohrloches unter der Verrohrung (Erweiterungsbohrer, Flügelbohrer). Dieselben werden zusammengedrückt durch die Verrohrung niedergeschoben, worauf sie unter derselben auseinander schnellen (Engg. 1888, II, S. 272).

Die nachstehenden Textfiguren 14 und 15 sind Rohraufsätze zum Eintreiben der Verrohrung mittels gewöhnlicher Handramme, wie solche von Stewarts und Lloyds ausgeführt werden (Driving caps.).

Fig. 14. Fig. 15.



1: 5–1: 40.

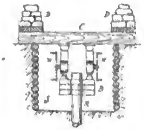
Rohraufsätze zum Einrammen der Rohre.

Taf. 2, Fig. 69. Einrammen der Verrohrung mittels Handramme, wobei das Rohr einen zapfenartigen eisernen Aufsatz erhält, in den eine eiserne Leitstange für den Rammklotz gesteckt ist.

Eine weitere Art der Anwendung der Ramme besteht darin, dass man am Rohre einige starke Ringe (Bohrbündel) entsprechend Textfig. 16 anschraubt, auf welchen man dann einen das Rohr umschliessenden Rammklotz fallen lässt.

„ „ Fig. 70. Gestängeramme zum Eintreiben der Verrohrung unter Benutzung des Bohrgestänges als Rammgewicht. Hierbei erhält das obere Rohrende einen teilweise in das Rohr eingelassenen hölzernen Aufsatz nebst einem Verstärkungsring, welcher Aufsatz für den Durchgang des Gestänges durchbohrt und mit eisernen Ringen verstärkt ist. Das Gestänge ist wieder am oberen Ende mit einem ebenso grossen dicht anschliessenden hölzernen Klotz versehen, der beim Anheben des Gestänges mitfolgt. Das Anheben geschieht mit Hilfe des in Taf. 2, Fig. 39 dargestellten Kopfstückes (Wg.).

Fig. 16.



1: 100.

Einpressen der Futterrohre mittels Winden.

Taf. 2, Fig. 71. Einpressen der Verrohrung durch Anhängen von Gewichten (Gusseisenflossen, Mauerwerk) (T.).

Eine weitere Art des Einpressens der Verrohrung, mittels Wagenwinden, ist aus Textfig. 16 zu ersehen. Der Apparat befindet sich hier in einem Bohrschacht *S*, über welchem zwei mit Stein- oder Eisenballast belastete Balken *C* gelegt sind. Das Rohr *R* ist mit einigen starken Rohrbündeln umspannt, gegen welche die Winden *W* einerseits angelegt sind, während sie sich mit dem anderen Ende gegen die Balken *C* stemmen (T.).

„ „ Fig. 72. Einpressen der Verrohrung durch das Gewicht der Bohrmannschaft, indem sich diese auf einer an der Verrohrung befestigten Plattform aufhält. Im vorliegenden Falle (Bodenuntersuchung bei den Staustufen der Oder-Kanalisierung) bestand die Plattform aus zwei Riegeln von 64 cm Länge, die mittels zweier Schrauben am oberen Ende des Futterrohres befestigt waren. Diese Art des Einpressens kann jedoch nur bei weniger tiefen Bohrungen und kleinerem Rohrdurchmesser (im vorliegenden Falle 9 cm) genügend sein (AB. 1898, S. 4, Bl. 1. — HZ. 1883, Taf. 19).

Taf. 2, Fig. 73—73_a. Federnder Rohrzieher, bestehend aus einer am Gestänge angeschraubten federnden Gabel mit Widerhaken, die zusammendrückt in der

Digitized by Google

Verrohrung niedergeschoben wird und beim Austritt aus derselben auseinander schnellt, wobei sie entsprechend Fig. 73_a unter die Rohrkante greift (ZiB. 1855, Textbl. *S*).

Taf. 2, Fig. 74. Rohrzieher mit zwei um ein Scharnier beweglichen Daumen, die sich beim Niederschieben durch das Rohr zurücklegen, beim Emporziehen aber durch den Reibungswiderstand der Bohrlochwände auseinander gehen und das Rohr unterhalb fassen.

„ „ Fig. 75. Emporziehen von Futterrohren mittels Hebel, wobei als Angriffspunkt für die letzteren ein starker aus zwei Teilen bestehender, mit Schraubenbolzen zusammengezogener Eisenring (Bohrbündel) dient.

g. Handtiefbohrapparat von Tecklenburg.

Dieser nach den Angaben Tecklenburgs von der Firma P. Graef in Darmstadt ausgeführte (patentierte) Bohrapparat zeichnet sich dadurch aus, dass man mit demselben ohne Bohrgerüst und Hebevorrichtungen, nur durch unmittelbare Anwendung von Handkraft Bodenuntersuchungen bis zu etwa 20 m Tiefe vornehmen kann. Hierbei ist auch nur ein Mann erforderlich, der zugleich den ganzen Apparat von nur ungef. 7 kg Gewicht (für 10 m Tiefe) leicht tragen kann. Dies wird dadurch erreicht, dass der Bohrer nur einen Durchmesser von 22 bis 33 mm erhält und das Gestänge aus Gasröhren von 13 m Durchmesser besteht. Das gesamte Bohrgerät, das namentlich zur Untersuchung des Baugrundes in vielen Fällen genügend sein kann, besteht der Hauptsache nach aus folgenden Teilen.

Taf. 3, Fig. 1. Bohrapparat in Form eines Gehstocks, bestehend aus einer Stockstange von 800 mm Länge und 13 mm Dicke, an die oben eine Handkrücke aus Bronze, und unten ein Zapfen (Schmilme, die als Kolbenbohrer benutzt werden kann) angeschraubt ist. Zur Anwendung als Erdbohrer wird anstatt der Schmilme entweder eine für vorbereitende Grabungen anzuwendende Schaufel, oder für Untersuchungen auf geringere Tiefen (z. B. für landwirtschaftliche Zwecke) irgend ein Bohrer angeschraubt.

„ „ Fig. 2. Gestängestück, hohl, 13 m dick, 1 m lang, mit Schraubenschloss zur Verlängerung des Handtiefbohrers. Die Köpfe sind zylindrisch, jedoch zum Anlegen des Schraubenschlüssels an zwei Seiten abgeflacht.

„ „ Fig. 3—3_b. Vollständiger Handtiefbohrer mit Handkrücke, Gestänge und Schappe. Die Handkrücke besteht aus einem Metallknopf mit Holzgriff und ist an das Gestänge angeschraubt, während die Schappe einen aufgeschlitzten Hohlzylinder von 22 bis 33 mm Durchmesser und 250 bis 400 mm Länge bildet, der am unteren Ende mit einem je nach der Bodenart verschieden gestalteten Vorschneider versehen ist, nämlich entweder entsprechend Fig. 3_a (Hohlbohrer, für Schotter und Gerölle) oder entsprechend Fig. 3_b zum Bohren in Ton, Lehm, Sand usw.

„ „ Fig. 4—5. Schneckenbohrer und Spiralbohrer, ersterer zum Vorbohren in verwittertem Schiefer, letzterer zum Auflockern von festem Kies.

„ „ Fig. 6—7. Meisselbohrer und Kronenbohrer, bezw. zum Durchstossen festen Gesteins und für zerklüftete Gesteine.

„ „ Fig. 8. Ventilbohrer zum Bohren in Triebsand und zum Reinigen des Bohrloches vom Bohrschlamm.

Digitized by Google

Taf. 3, Fig. 9. Schraubenschlüssel mit Reiniger zur Beseitigung der Erde aus der Schappe.

Die mit dem Apparate erreichbare Tiefe beträgt nach Angabe der Firma:

1) in weichem Mutterboden, Ton oder Lehm	pro	Stunde	ca.	6 m
2) „ verwittertem Schiefer	„	„	„	2 m
3) „ trockenem festem Sand	„	„	„	3 m
4) „ feuchtem schiefrigen Ton	„	„	„	5 m
5) „ steinigem Ton	„	„	„	2 m

Dieses Bohrgerät hat auch den Vorteil geringer Anschaffungskosten. Es kostet nämlich das Hohlgestänge pro Meter 3 Mk, der Drehkopf 4 Mk, die Schappe bei 250 mm Länge 15 Mk und bei 400 mm Länge 18 Mk, der Meisselbohrer 5 Mk, der Kronenbohrer 18 Mk, der Ventilbohrer 20 Mk, usw. Dies gilt für Bohrer von 22 mm Weite; bei 33 mm Weite sind die Preise $^1/_3$ höher.

h. Das Spülbohren.

Dieses Verfahren besteht darin, dass unter Anwendung eines Futterrohres und eines oder zweier ebenso langer innerer Rohrstänge in eines der Rohre Wasser oder Dampf kontinuierlich eingepresst und im anderen Rohr wieder empor geleitet wird, wobei die durch diesen Strom oder in anderer Weise gelösten Erdmassen mitgerissen, und zu Tage gefördert werden. Im letzteren Falle werden zum Lösen des Bodens besondere rotierende Vollbohrer oder Kernbohrer benutzt, die bei losen Erdarten aus Löffeln, Meisseln oder Kronen, bei steinigem und Felsboden aus Vollbohrern oder Kernbohrern bestehen, und die mit scharfen Schneiden oder Zähnen aus Stahl versehen, oder mit Diamanten besetzt sind (Diamantbohrer).

Taf. 3, Fig. 10. Spülbohrer für Wasserdampf von Tecklenburg, bestehend aus einem Futterrohr, in welches zwei Röhren *a* und *b* mittels Stopfbüchsen dampfdicht eingelegt sind, von denen die eine *a* zum Einleiten des Dampfes dient, während durch die andere der aufgelöste Boden emporgetrieben wird. Ist das Material von solcher Beschaffenheit, dass es wohl gelöst, nicht aber durch das Förderrohr emporgeschafft werden kann, so werden die Dampfrohre zeitweilig entfernt, und das Material durch Löffeln oder in anderer Weise beseitigt. Gleichzeitig mit der Förderung des Bodens wird die Verrohrung in früher geschilderter Weise niedergetrieben.

Der in einem gewöhnlichen Dampfkessel erzeugte Dampf ist hier nur ein bequemes Mittel zur Lösung des Bodens ohne Anwendung von Hand- oder Maschinenkraft; es kann aber hierzu oft auch ein mittels einer gewöhnlichen Feuerspritze eingetriebener Wasserstrahl mit Erfolg benützt werden. So wurde bei einer Bodenuntersuchung im Netzetal bei Schneidemühl, wo sich in einer Tiefe von 14 bis 20 m Triebsand in unbegrenzter Mächtigkeit befand, zuerst ein Erdbohrer mit Futterrohr von 100 mm Weite benützt. Als die mittels Eisenbahnschienen belastete Verrohrung ungef. 0,5 m tief in den Triebsand eingedrungen war, wurde dieser bei Hebung des Bohrers immer wieder in das Rohr emporgedrückt, wobei der Bohrer wie ein Pumpenkolben wirkte, infolge dessen ein tieferes Eintreiben nicht mehr zu erreichen war. Es wurde daher in das Futterrohr ein Gasrohr von 30 mm lichter Weite gesteckt, und durch dasselbe mittelst Druckpumpe Wasser eingepresst, nebstdem das Futterrohr mit 800 kg

Digitized by Google

Gewicht belastet wurde. Der Erfolg war ein überaus günstiger, indem das Futterrohr durchschnittlich in 30 Minuten 1 m tief eindrang. Der oben austretende Sand gestattete zugleich eine bequeme Untersuchung des Bodens (HZ. 1877, S. 371).

Taf. 3, Fig. 11. Spülbohrer für Wasserdampf von Tecklenburg, wobei der Dampf durch das Rohr *a* eingeleitet wird, und sowohl in der Achsenrichtung als auch durch zwei Seitenöffnungen austritt, während die Rückleitung im Futterrohre stattfindet. Behufs besserer Lösung des Bodens ist hier das Zuleitungsrohr am unteren Ende mit einem flachen Meissel versehen, und kann mittels eines Krückels gedreht werden, wodurch der Meissel den Boden aufgräbt (T.).

" " Fig. 12. Spülbohrer für Wasserdampf von Tecklenburg, wobei das Zuleitungsrohr mit einem rotierenden Kronenbohrer versehen ist (T.).

" " Fig. 13. Hohler rotierender Meissel für spülendes Bohren, bei dessen Anwendung das Spülwasser zwischen Futterrohr und Bohrer eintritt, mit dem Bohrschlamm vermengt in den Meissel eintritt, und durch das hohle Gestänge emporgetrieben wird (Zdl. 1882, Taf. XXXVIII).

" " Fig. $14-14_b$. Rotierender Spülbohrapparat von Köbrich, bestehend aus einem unten gezahnten Futterrohr und einem Hohlgestänge mit angenietetem Löffelbohrer. Das Spülwasser wird auch hier zwischen Futterrohr und Gestänge eingepresst und steigt im Gestänge empor. Die drehende Bewegung des Gestänges und des Futterrohres geschieht hier von Hand mittels der beiden Krückel K und K_1. Für die Bewegung des Gestänges wird aber auch Maschinenkraft verwendet, wie aus Taf. 3, Fig. 30 zu ersehen ist. Das Einsenken der Verrohrung geschieht entsprechend Fig. 14_b durch Belastung mittels eines angehängten Mauerklotzes M. Zu dem Behufe ist am oberen Ende der Röhrentour ein, dieselbe umfassendes und gleichzeitig auf derselben aufsitzendes, ringförmiges Gussstück P angebracht, das mit kräftigen Augen zur Aufnahme der den Mauerklotz tragenden Schraubenspindeln S versehen ist. Durch Anziehen der Muttern m wird das Futterrohr niedergezogen (Zdl. 1882, Taf. XXXVIII).

Durch die Anwendung des Gestänges für die Rückleitung wird infolge des kleineren Querschnittes des Gestängerohres für das emporströmende Spülwasser eine grössere Geschwindigkeit, und dadurch das Mitreissen grösserer Erdpartikel erreicht. So wurde bei der früher genannten Brunnenbohrung in Ottakring bei Wien für gewöhnlich nach der Fauvell'schen Methode gebohrt, d. h. stossend und drehend mit Meissel am steifen Gestänge und Auftrieb des Bohrschmantes durch im hohlen Gestänge zur Bohrlochsohle eingepresstes Wasser. Bei grösserem Sandaufquellen wurde aber nach Köbrich das Arbeitswasser zwischen Verrohrung und Gestänge hinab, und im Gestänge emporgedrückt, wodurch eine so grosse Geschwindigkeit erzielt wurde, dass haselnussgrosse Erdstücke mitfolgten (ÖW. 1888, S. 171).

" " Fig. $15-15_a$. Lettendrehbohrer von Schröckenstein. Derselbe besteht aus zwei in einander gelegten und mit einander verbundenen gewellten Zahnkronen, wobei das Spülwasser durch die Zwischenräume der Wellungen austritt. Der Apparat soll sich in weichem Gebirge sehr gut bewährt haben (ÖZ. 1876).

" " Fig. 16. Gusstahlvollbohrer als Spülbohrer. Derselbe ist mit gebogenen, radial zulaufenden Zähnen versehen, und steht mit einem Hohlgestänge in Verbindung, von dem aus nach jedem Zahn hin ein Kanälchen führt, wodurch das in das Gestänge eingepresste Spülwasser unter der Krone austritt, und längs der Bohrlochwand emporsteigt. Bei weniger hartem Felsen kann dieser Bohrer gute Dienste leisten (T.).

" " Fig. 17. Gusstahl-Kernbohrer zum Spülbohren von W. Stolz, bestehend aus einem hohlen Zylinder der unten einen gezahnten, nach unten etwas konisch erweiterten Schuh aus Gusstahl trägt. Sechs Schärfen der Zähne stehen

Digitized by Google

radial und zwei einander gegenüber in der Zylinderfläche, um das Bohrloch nachzuglätten.

Da hier die Zähne mit radialer Schneide gleichschenklige Dreiecke mit ziemlich grossem Winkel bilden, so können dieselben nur schabend wirken, weshalb dieser Bohrer nur für weniger hartes Gestein geeignet erscheint, da bei härterem Gebirge die Zähne zu bald abgenützt werden (T.).

Taf. 3, Fig. 18. Gusstahl-Kernbohrer von Brandt. Dieser bei der Brandt'schen Bohrmaschine für Felssprengungen angewendete Bohrer kann auch bei Tiefbohrungen benützt werden, wobei für die schneidende Wirkung der Zähne anstatt des sonst von der Maschine erzeugten Druckes die Bohrspindel entsprechend zu belasten wäre.

„ „ Fig. 19—19_b. Kernbohrer von Davis, der sich durch die Eigentümlichkeit auszeichnet, dass die Zähne entsprechend Fig. 19_a einen spitzen Winkel von 30 bis 35° bilden, dabei aber dennoch weniger abgenützt werden, als dies bei Kernbohrern mit stumpfwinkligen Zähnen der Fall ist. Dies beruht darauf, dass dieser Bohrer weder schabend oder schneidend wirkt, sondern dass durch die federnde Wirkung der langen Zähne die Bohrspindel eine hüpfende und stossende Bewegung annimmt, so dass die Zähne gewissermassen als stossende Meissel wirken, wobei vom Felsen bis zu etwa erbsengrosse Stücke losgerissen werden. Durch Versuche haben sich die in Fig. 19_a angegebenen Masse der Zähne, nämlich 60 mm Länge bei 32 mm Breite an der Wurzel als die zweckmässigsten erwiesen. Für den Aufstieg des Spülwassers ist der Bohrkopf entsprechend Fig. 19 und Fig. 19_a an der äusseren Mantelfläche mit Rinnen versehen.

Die gesamte Anordnung des Bohrers und den Vorgang beim Bohren zeigt Fig. 19_b, woraus noch eine andere Eigentümlichkeit zu ersehen ist, darin bestehend, dass der Bohrschmant hier mit dem Spülwasser nicht wie gewöhnlich zu Tage gefördert, sondern in einem über dem Bohrkopf befindlichen Behälter *C* („Calyx") aufgefangen und dann in grösseren Mengen mit dem Bohrer hochgezogen wird. Hierdurch werden namentlich die grösseren Stücke die durch den Wasserstrom nur bis zu einer gewissen Höhe emporgeschleudert werden, vom Bohrkopf fortgeschafft.

Dieser von Australien herstammende Bohrer hat in letzter Zeit auch in Amerika durch die „Davis Calyx Drill Co." in New York eine ausgedehnte Anwendung gefunden. Derselbe erhält einen Durchmesser von 60 bis 260 mm und ist für alle Gesteinsarten ausser den härtesten geeignet. Bei Sandstein dringt derselbe bei jeder Umdrehung etwa 19 mm ein. Bei sehr hartem Gestein wird statt dieses gezahnten Bohrkopfes gehärteter Stahlschrot (chilled steel shoot, crushed steel) angewendet, der zwischen den Zähnen eines sägeförmigen Ringes gefasst und fortgeschoben wird, wobei also die Stahlkörner schabend wirken (Engg. Nws. 1901, I, S. 334).

„ „ Fig. 20—22. Diamant-Kernbohrer. Dieser im Jahre 1851 vom Genfer Uhrmacher Lechôt anlässlich der Projekte für die Ausführung des Mont Cenis-Tunnels erfundene Bohrer besteht aus einem an ein Hohlgestänge angesetzten Zylinder als Kernbehälter (Kernrohr), an den ein kürzerer Schuh mit der Bohrkrone angeschraubt ist. Dieser ist mit Diamanten besetzt, die durch die rotierende Bewegung des Bohrers schabend wirken und so den Kern *K* herausschneiden, während das in das Gestänge eingepresste und längs der Bohrlochwand emporsteigende Spülwasser den Bohrschlamm emporfördert.

Die Diamanten sind über die Krone so verteilt, dass sie die ganze auszubohrende Fläche bestreichen, indem ein Teil an die äussere, ein anderer an die innere Kante, und andere eventuell noch dazwischen in verschiedenen konzentrischen Kreisen eingesetzt werden. Im vorliegenden Falle ist die Krone durch Spülfurchen in vier Felder geteilt (Fig. 20_a) von denen zwei gegenüberliegende

Digitized by Google

je drei Stück, und die andern je zwei Stück, also zusammen zehn Diamanten erhielten. An den Grenzen der Felder sind behufs leichteren Austrittes des Spülwassers halbkreisförmige Furchen eingeschnitten.

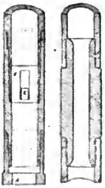
Die hier dargestellte Anordnung des Diamantbohrers kam im Jahre 1874 in der Nähe von Böhmisch-Brod zur Anwendung, woselbst unter Benützung von Maschinenkraft ein Loch von 130 mm Weite auf 698 m Tiefe in 227 Tagen, mit einem Kostenaufwande von ungef. 180 000 Mk gebohrt wurde. Das Kernrohr hatte eine Länge von 4,7 bis 6,3 m, während das Gestänge aus Stahlröhren von 11 mm inn., 40 mm äuss. Durchmesser und ungef. 2 m Länge bestand. Die Verbindung des Gestänges geschah entsprechend Fig. 20_b durch Schraubenmuffe von ungef. 10 cm Länge und 55 mm äuss. Durchmesser. Durch dieselben sollte das kostspielige Gestänge gegen Abschleifen geschützt werden, indem die Abnützung nur die billigeren Muffen traf. Der Boden bestand aus quartzigem Konglomerat, feinkörnigem Sandstein und festerem Schiefer. Die Geschwindigkeit betrug bis zu 300 Umdrehungen in der Minute, und wurde beim Konglomerat ein Fortschritt von ungef. 20 mm, im Sandstein 26 mm und im Schiefer 32 mm in der Minute erreicht. Auf 537 m Bohrlochtiefe wurden 120 Stück Diamanten abgenützt und verloren, und rechnete man auf je 4,7 m Tiefe den totalen Abgang eines Diamanten (ÖZ. 1876, S. 1).

In Schladbach bei Merseburg wurde behufs Erschliessung eines Steinkohlenlagers mittelst Diamantbohrer bis zu $1\,^3/_4$ Kilometer Tiefe gebohrt, und betrug dabei der Anfangsdurchmesser 280 mm und der Enddurchmesser 31 mm (ÖZ. 1891, S. 122).

In Finnland ist der Diamantbohrer in neuerer Zeit zuerst von der Bergverwaltung zur Auffindung von Lagerstätten nutzbarer Mineralien mit günstigem Erfolg angewendet worden. Der hierbei benützte Apparat war für Handbetrieb eingerichtet, und hatte die Bohrkrone einen inneren Duchmesser von 25 mm bei einer Wanddicke von 6 mm. Dieselbe hatte 6 Spülfurchen und dazwischen je einen Diamanten, die abwechselnd nach der äussern und inneren Kante zu verlegt waren. Es wurde bis zu ungef. 60 m Tiefe gebohrt, und kostete ein Meter Bohrloch ungef. 9 Fr. Der tägliche Fortschritt betrug ungef. $1\,^1/_2$ m.

Die Befestigung der Diamanten in der Bohrkrone geschieht durch Bohren und Ausstemmen von Löchern, die möglichst genau der Form der Diamanten entsprechen, und dann nach Einsetzen der Steine und Ausfüllen etwaiger nicht passender Stellen mittels Kupferdraht, ringsum sorgfältig verstemmt werden. Fig. 21 und 22 zeigen die Befestigung der Diamanten durch die Firma Thos, Docwra & Son in London. Die Diamanten werden hierbei zuerst in Stahlstücke eingesetzt, welche in die Bohrkrone durch Verzapfung oder durch Verschraubung eingelassen werden (T.).

Fig. 17. Fig. 18.



Gestänge für Diamantbohrer von Stewarts and Lloyds.

Die zu diesen Bohrern verwendeten Diamanten sind meistens brasilianische schwarze Diamanten (sog. Carbonate), von einfacher bis doppelter Erbsengrösse, die einen Preis von etwa 50 bis 120 Fr. das Stück bedingen.

Im Bohrloche verlorene Diamanten werden mit einem Wachsstempel aufgeholt, der aus einer mit Rinnen versehenen Krone besteht in welche Wachs, oder eine Composition von Wachs, Harz und Fett oder Harz allein, eingedrückt ist.

Die Herausnahme des Kernes geschieht mittels besonderer Vorrichtungen (Kernzieher). Nebenstehende Textfiguren 17 und 18 zeigen die Anordnung bezw. des Bohrkopfes und des Gestänges für Diamantbohrer wie solche von der Firma Stewarts and Lloyds in Birmingham ausgeführt werden. Der Kernzieher *K* (core extractor, in Form

Digitized by Google

eines festen oder federnden Hakens) sitzt hier an einer lose eingesetzten konischen Hülse *H*, die bei Abnützung des Kernziehers leicht auszuwechseln ist. *A* ist die Bohrkrone zur Aufnahme der Diamanten.

Eine zweckmässige Kernzieh-Vorrichtung ist die folgende.

Taf. 3, Fig. 23—23a. Diamant-Kernbohrer mit Kernzieher in Form eines federnden Ringes *R*. Wie aus dem Grundriss des Ringes Fig. 23a zu ersehen, besteht derselbe aus einem offenen Ring, der mit Zähnen *z* versehen und in den Bohrkopf lose eingelegt ist. Beim Aufholen des Gestänges fassen die Zähne den Kern und reissen denselben ab, da der Ring auf der nach unten sich verjüngenden Innenwandung des Bohrers nach abwärts gezogen und dabei zusammengedrückt wird (DAZ.).

Der Diamant-Kernbohrer eignet sich namentlich dort wo es sich darum handelt, über die Beschaffenheit des Gebirges möglichst genau Aufschluss zu erhalten, was durch die Gewinnung des Kernes vollkommen erreicht wird. Wo aber dies nicht erforderlich, werden namentlich bei weniger hartem Gebirge, auch Diamant-Vollbohrer verwendet, die wie bei Fig. 16, Taf. 3 aus einem Hohlgestänge behufs Einpressung des Spülwassers, und einer massiven Bohrkrone bestehen, welche für den Durchgang des Spülwassers an mehreren Stellen durchbohrt, und über die ganze Fläche mit Diamanten besetzt ist.

i. Bohrgerüste.

Die Bohrgerüste dienen zum Aufhängen des Bohrers beim Senken und Heben desselben. Sie bestehen Gewöhnlich aus Holz, zuweilen auch aus Eisen, und erhalten eine Höhe, die von der Grösse der zu fördernden Stangenlängen abhängt. Gewöhnlich ist eine Höhe von etwa 15 m genügend, während zur Förderung in zusammenhängenden Stangenzügen eine Höhe bis zu etwa 24 m erforderlich ist. Grössere Gerüste (Bohrtürme) werden zum Schutz gegen die Witterung gewöhnlich mit Brettern verschalt.

Taf. 3, Fig. 24. Hölzerner Dreifuss (Dreibock, Dreibein), als einfachstes Bohrgerüst. Selbes besteht aus drei Holzsäulen, die oben durch ein Seil, oder besser durch einen eisernen Bolzen (Durchstecker) mit einander verbunden sind. An dieser Verbindung ist mittels eines eisernen Bügels eine Rolle aufgehängt, über welche das Förderseil des Bohrers läuft. Zur bequemen Handhabung ist es angezeigt die Höhe der Rolle von der Erdfläche ungef. gleich der zweifachen Stangenlänge nebst einem Zuschlag von etwa 1 m anzunehmen. Um bequem zur Rolle gelangen zu können, werden an einer der Holzsäulen Sprossen angebracht.

Das Förderseil ist entweder ein geteertes Hanfseil oder besser ein Drahtseil. Dasselbe läuft über einen am Gerüst angebrachten Haspel oder Winde, die mit Sperrkegel und Bremse versehen sein sollen. Statt der in der Figur angedeuteten Anordnung für die Bewegung des Haspels kann es zweckmässiger sein, denselben an beiden Enden mit Kurbeln zu versehen. Auch ist es zweckmässig den Haspel nicht unmittelbar an den Gerüstsäulen aufzulagern, wodurch der Wellbaum unnötig lang wird, sondern an einem besonderen Rahmen (Haspelbock), der an den Gerüstsäulen befestigt wird.

Mittels eines solchen Gerüstes geschieht das drehende Bohren in der Art, dass nach Absenken des Bohrers die Handkrücke an das Gestänge angelegt, und die zum Füllen des Bohrers nötige Anzahl Drehungen ausgeführt wird,

Digitized by Google

wonach das Hochziehen durch Aufwinden unter Wegnahme einzelner Gestängestücke oder grösserer Stangenzüge stattfindet. Während der Abnahme der einzelnen Stücke wird der im Bohrloche befindliche Teil des Gestänges durch die Bohrgabel unterfangen. Hierhei sind für gewöhnliche Bohrungen etwa 4 Mann erforderlich, nämlich 1 Vorarbeiter (Bohrmeister), 2 Mann am Krückel oder Haspel und 1 Mann bei den Aufhänge- und Fangvorrichtungen.

Das stossende Bohren dagegen kann hierbei in zweifacher Weise vor sich gehen, indem der Hub des Bohrers entweder unmittelbar durch das über die Rolle laufende Förderseil, oder mit Hilfe eines am Gerüst angebrachten Hebels, des sog. Schwengels geschieht. Das erstere Verfahren kommt bei weniger schweren Bohrern zur Anwendung, und geschieht in der Art, dass das Förderseil vom Haspel abgenommen, und nach Art der Zugrammen an demselben eine Anzahl Zugleinen befestigt wird, an denen mehrere Arbeiter angreifen und den Bohrer wiederholt emporziehen und fallen lassen, während gleichzeitig ein Mann den Krückel handhabt und dem Bohrer vor jedem Stoss eine andere Stellung gibt (umsetzt). Diese Arbeit geschieht wie beim Rammen in Hitzen von etwa 20 bis 30 Schlägen, mit Ruhepausen von etwa 5 Minuten. Die Hubhöhe beträgt, wie bereits erwähnt, zwischen etwa 0,2 und 0,8 m.

Wenn nach einer gewissen Anzahl von Stössen die Leistung des Vordringens eine zu geringe und die Drehung des Bohrers nicht mehr leicht möglich ist, so muss zur Beseitigung des Bohrschmantes geschritten werden, was in früher beschriebener Weise mittels Ventilbohrer, dem in Fig. 24, Taf. 1 dargestellten Sandbohrer, oder auch durch Auspumpen geschieht. Diese Operation (sog. Löffeln) pflegt bei kleineren Bohrungen nach einem jeweiligen Vordringen bis zu etwa 0,5 m, bei grösseren bis zu etwa 1,0 m, stattzufinden.

Taf. 3, Fig. 25. Dreifuss-Bohrgerüst, wodei unter der Rolle ein Boden angebracht ist, der den Zweck hat, durch einen dort befindlichen Arbeiter das Ein- und Aushängen des Zugseiles leicht besorgen zu können, und für das Gestänge eine Führung zu gewinnen. *T* ist der bei der „Verrohrung“ beschriebene Bohrtäucher (Wg.).

„ „ Fig. 26—26a. Schwimmendes Bohrgerüst, für Bodenuntersuchungen unter Wasser. Vorstehende Anordnung kam bei den früher genannten Bodenuntersuchungen im Hafen von Triest (vergl. Taf. 1, Fig. 18 und Taf. 2, Fig. 11) zur Anwendung. Das Gerüst wird hier von zwei mit einem gemeinsamen Bohlenboden versehenen Prahmen getragen, in welchem Boden sich die in Fig. 26a ersichtliche, mittels Keil stellbare Führung für das Gestänge befindet (AB. 1876).

„ „ Fig. 27. Bohrgerüst mit Schwengel für stossendes Bohren. Der Schwengel besteht aus dem ungleicharmigen Hebel *H* an dessen kürzerem Arm das Gestänge, und am längeren die Zugleinen für die Arbeiter oder eine Maschine mit Kurbel und Pleuelstange angebracht sind. Zuweilen befindet sich der Schwengel unmittelbar über dem Terrain, und wird dann behufs leichterer Manipulation mit dem Gestänge um dasselbe herum ein sog. Bohrschacht von etwa $1{,}5 \times 1{,}5$ m Querschnitt und etwa 2 bis 3 m Tiefe angelegt (vergl. Textfig. 16). In diesem Falle erhält der Schwengel bei Handarbeit statt der Zugleinen eine Quersprosse (Wg.).

„ „ Fig. 28. Eiserner Dreifuss zu weniger tiefen Bohrungen, mit Einrichtung für Spülbohren mittels Handpumpe.

„ „ Fig. 29. Bohrturm mit Einrichtung für stossendes Bohren, wobei *A* das Bohrloch, *B* das Gestänge (hier Holzgestänge mit Eisenbeschlag), *C* den Bohrkrückel, *D* das Seil zum Aufholen des Gestänges usw., *E* den Bohrschwengel und *M* die Betriebsmaschine bedeutet (DAZ.).

„ „ Fig. 30. Bohrturm mit Einrichtung für drehendes Bohren mit Wasserspülung. Darin bedeutet: *A* das Bohrloch, *B* das Bohrgestänge, *C* die Wasser-

Digitized by Google

zuführung, *D* die Rotationsvorrichtung, *E* Mauerwerk zur Belastung des Futterrohres, *M* die Betriebsmaschine und *P* die Pumpe zum Einpressen des Spülwassers (Zdl. 1882, Taf. XXXVIII. — DAZ.).

Taf. 3, Fig. 31. Bodenuntersuchung durch horizontales Bohren vor Ort eines Stollens. Der Bohrer wird hier durch ein Gegengewicht *G* angedrückt. Die Anordnung kann für drehendes und stossendes Bohren angewendet werden (Wg.).

„ „ Fig. 32—33. Bodenuntersuchung durch vertikales Bohren nach aufwärts, ersteres für drehendes, letzteres für stossendes Bohren (Wg. — Hdl.).

4. Bodenuntersuchung durch Schlagen von Probepfählen.

Dieses Verfahren besteht darin, dass hölzerne Pfähle mittels eines Rammklotzes in den Boden eingerammt werden, um festzustellen ob und in welcher Tiefe fester Grund zu erreichen ist. Nachdem hierbei weder über die Schichtung noch über die Art des Baugrundes Kenntnis erhalten wird, so gibt jeder Probepfahl nur Aufschluss über die Tragfähigkeit des Bodens für seinen Standort und die nächste Umgebung und müssen daher solche Pfähle an verschiedenen Punkten der Baustelle geschlagen werden. Ist die Gründung des Bauwerkes auf Pfähle beabsichtigt, so ergibt sich dabei auch die erforderliche Pfahllänge und kann aus dem Masse des Eindringens unter dem letzten Schlag, dem Gewicht des Pfahles und des Rammklotzes nebst der Fallhöhe des letzteren, die Tragfähigkeit des Pfahles berechnet werden, wie dies später bei der Besprechung der „Pfähle“ gezeigt werden soll.

5. Bodenuntersuchung durch Probebelastung.

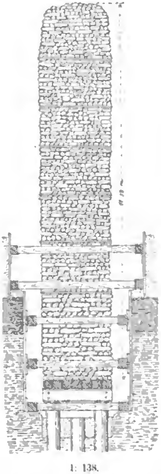
Nachdem beim Baugrund für bestimmte Zwecke nur ein gewisses Maximum des Setzens zulässig ist, und bei ausgedehnten Gebäuden namentlich ein ungleichmässiges Setzen vermieden werden soll, so kann der Boden in dieser Beziehung durch Probebelastungen in der Weise untersucht werden, dass auf eine Bodenfläche von bestimmter Grösse eine dem Gewichte des beabsichtigten Bauwerkes entsprechende provisorische Belastung (bestehend aus Baumaterialien usw.) gelegt und dort während einer längeren Zeit (wo möglich während eines Winters) belassen wird. Die sich dabei ergebenden Senkungen sind für die Tragfähigkeit des Bodens massgebend. Sicherheitshalber wird man als Belastung etwa das 1 ½ fache Gewicht des künftigen Bauwerkes annehmen, sowie bei ausgedehnten Gebäuden und ungleichmässigem Boden mehrere Punkte auf diese Weise untersuchen, und die Senkungen mit einander vergleichen. Die belastete Fläche sollte nach Lehmann wenigstens 0,64 qm oder besser 1 qm betragen, da bei kleinen Flächen der Boden leichter ausweichen kann als bei grossen, wie solche bei den Fundamenten vorkommen. Ferner sind

Digitized by Google

für die Tragfähigkeit des Bodens jene Zahlenwerte als zulässig anzusehen, die sich bei einer Senkung der Belastungsfläche bis zu etwa 25 mm ergeben, weil ein gleichmässiges Setzen des Bauwerkes bis zu diesem Mass meistens noch als zulässig angesehen werden kann (DB. 1881, S. 403).

Taf. 3, Fig. 34. Probebelastung des Baugrundes nach dem Vorschlage von Lehmann. Auf der zu belastenden Bodenfläche wird in Zementmörtel ein Mauerkörper *M* von 1 qm Bodenfläche aufgeführt, so dass derselbe etwa bis zur Hälfte in den Boden versenkt ist, und in demselben eine mit einer Masstabteilung versehene Latte *S* befestigt, um die herum die Belastung *c* (etwa bestehend aus einem hölzernen Boden mit darüber geschichteten Bausteinen) aufgelegt wird. Über dem Ballast befindet sich ein festes Gerüst *a b* gegen welches sich eine Messlatte anlehnt, so dass daran die Einsenkung unmittelbar abgelesen werden kann (DB. 1881, S. 403).

Fig. 19.



1: 138.

Belastung von Probepfählen beim Bau der öff. Bibliothek in Chicago.

Bei einer in den sechziger Jahren vorgenommenen Probebelastung (ZfB. 1867, S. 629) ergab sich bei einer künstlichen Sandschüttung, in dünnen Lagen hergestellt, eingeschlämmt und gestampft, bei einer Belastung von 17360 kg/qm eine Einsenkung von 3,3 mm und bei 20700 kg/qm eine Einsenkung von 6,5 mm, worauf sich bei der bis zu 35250 kg/qm gesteigerten Belastung keine weitere Senkung erkennen liess. Ferner ergab eine seit 200 Jahren gelagerte Sandaufschüttung bei 15640 kg/qm eine Senkung von 13,1 mm, bei 22090 kg/qm eine solche von 26,15 mm, und steigerte sich die Einsenkung schon bei 23060 kg/qm auf 39,3 mm. Bei gewachsenem Sandboden oberhalb des Grundwassers zeigte sich bei einer Belastung von 15640 kg/qm eine Senkung von 4,4 mm, bei 22090 kg/qm eine solche von 13,1 mm und steigerte sich bei 23060 kg/qm auf 26,2 mm. Da aber bei diesen Versuchen die Belastungsfläche nur 0,085 qm (1 Quadratfuss) betrug, so dürften diese Einsenkungswerte für die Baupraxis zu gross sein.

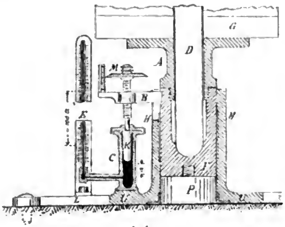
Es können auch eingerammte Pfähle einer Probebelastung unterzogen werden. Textfig. 19 zeigt ein solches Beispiel, wie es beim Bau der Öffentlichen Bibliothek in Chicago zur Anwendung gekommen ist. Die in den Klaiboden 16 m tief eingerammten Pfähle hatten 33 cm Durchmesser, und sollten durch das Bauwerk mit je 30 t belastet werden. Zur Prüfung der Tragfähigkeit wurde über 4 Pfählen eine Plattform von 2,1 × 2,1 m Fläche errichtet, bestehend aus zwei an den Pfahlköpfen befestigten U-Eisen von 380 mm Höhe, und einer darüber gelegten Balkenlage von 30 cm Dicke. Über dieser Plattform wurden als Belastung Roheisen-

Digitized by Google

flossen, mit zwischengelegten hölzernen Rahmen, bis zu einer Höhe von 11,6 m aufgeschichtet. Der Beginn der Belastung geschah nach Verlauf von einer Woche nach dem Eintreiben der Pfähle, und dauerte das Auftragen der Flossen 11 Tage, wobei nach Erreichung der vollen Höhe jeder Pfahl eine Belastung von 50,7 t erhielt. Hierbei wurde weder unmittelbar nach Aufbringung der Belastung noch nach Beibelassung derselben unter weiteren 11 Tagen irgend eine Senkung beobachtet (Sc. Am. 1893, II, S. 53).

Da bei nachgiebigem Boden (Sand, Lehm, Ton und dgl.) die Einsenkungen mit zunehmender Belastung wachsen, so können durch Beobachtung der bei verschiedenen Belastungen eintretenden Einsenkungen die Beziehungen zwischen diesen und den Belastungen zahlenmässig zum Ausdruck gebracht, und dadurch in jedem Falle die Tragfähigkeit des Bodens unmittelbar festgestellt werden.

Fig. 20.



1: 4.

Vorrichtung zum Messen der Tragfähigkeit des Baugrundes.

Hierzu kann die in nebenstehender Textfigur 20 ersichtliche Vorrichtung vom städt. Ingenieur Rudolf Mayer in Wien benutzt werden. Dieselbe besteht aus einem Presstempel *P*, der in einen Führungsbolzen *F* eingeschraubt und mit diesem in einer Hülse *H* lotrecht verschiebbar ist. Der auf den Führungsbolzen angeschraubte Ansatz *A* trägt eine Platte zur Aufnahme der als Belastungsgewichte dienenden runden Metallscheiben *G*, welche durchlocht und über einen in den Führungsbolzen eingelassenen Dorn *D* geschoben sind. In der Hülse befindet sich ein Schlitz, in dem sich ein am Führungsbolzen *F* befestigter Mitnehmer *B* auf und ab bewegen kann. Letzterer drückt durch Vermittlung der Stellschraube *M* auf den Kolben *K*, der sich in einem mit Quecksilber gefüllten Gefäss *C* verschieben kann. Letzteres steht mit einem dünnen Glasrohr *E* in Verbindung, dessen Durchmesser gleich ist $\frac{1}{10}$ derjenigen des Kolbens, wodurch an der daselbst angebrachten Teilung die Einsenkung des Kolbens, bezw. diejenige des Presstempels in hundertfacher Vergrösserung abgelesen wird. Die Stellschraube *M* ermöglicht die genaue Einstellung des Kolbens, wobei ausserdem zur Beseitigung etwaiger durch Wärmeschwankungen hervorgerufener Änderungen im Stande der Quecksilbersäule ein an der Rückseite des Teilungsbrettes angebrachtes Thermometer dient.

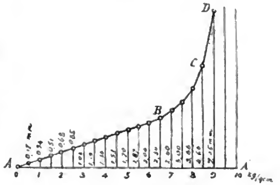
Um ein seitliches Aufsteigen des Bodens zu verhindern, ist der Fuss der Hülse *H* als breiter Ring *U* gestaltet, an welchem drei Arme *L* mit in den Boden eindringenden Spitzen die ruhige, feste Lage der Vorrichtung sichern. Die auswechselbaren Presstempel haben je nach Bedarf eine Grösse von 5 bis 20 qcm Fläche und die Belastungsscheiben *G* ein Gewicht von je 10 kg.

Die Vornahme der Belastungsversuche geschieht nach sorgfältiger Ebnung des Bodens und genauer Auf- und Einstellung der Vorrichtung in der Art, dass nach Auflegung der ersten Belastungsscheibe die eingetretene Bewegung der Quecksilbersäule beobachtet wird, bis vollständiger Stillstand eingetreten ist und eine gewisse Zeit angehalten hat. Dann wird die zweite Scheibe aufgelegt und der Versuch so lange wiederholt, bis sich das Quecksilber dem oberen Rande der Glasröhre nähert. Soll der Versuch weiter fortgesetzt werden, so muss der ur-

Digitized by Google

sprüngliche Stand der Quecksilbersäule mit Hilfe der Stellschraube wiederhergestellt werden, worauf in derselben Weise wie vorher verfahren wird.

Fig. 21.

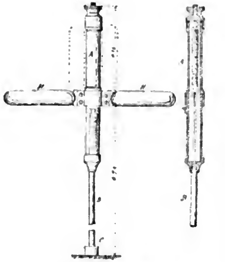


Einsenkungslinie.

Trägt man die Beobachtungswerte zeichnerisch auf, so erhält man für plastische Bodenarten ein Diagramm wie Textfig. 21, wobei die Einsenkungslinie *AD* bis zu einer gewissen Grenze *B* geradlinig erscheint, also die Einsenkung der Belastung proportional ist, während darüber hinaus die Einsenkung rascher zunimmt als die Belastung. Die Belastung bei diesem Grenzpunkt *B* bezeichnet Mayer als die natürliche Tragfähigkeit des Bodens, der die grösste zulässige Belastung entspricht, und die zugehörige Einsenkung als das Mass der zulässigen grössten Einsenkung. In dem hier dargestellten Falle beträgt also die grösste zulässige Belastung 6,5 kg/qcm und die hierbei eintretende Einsenkung 2,3 mm.

Für solche die Mehrheit bildenden Fälle, wo es sich nicht so sehr um die Ermittlung der äussersten Grenze der Tragfähigkeit als vielmehr darum handelt, festzustellen, ob bei einer gegebenen Belastung der Baugrund nicht übermässig beansprucht wird, hat Mayer eine andere einfacher zu handhabende Vorrichtung erdacht.

Fig. 22. Fig. 22a.



Fundamentprüfer.

Dieser in Textfig. 22—22a dargestellte Handapparat, der sogenannte „Fundamentprüfer", ist eine Art Federwage, und besteht aus einem eisernen Stabe *B* dessen unteres Ende in einen Presstempel *C* von 5 bis 20 qcm Durchmesser endigt, während der obere Teil *A* einen mit zwei aufklappbaren Handhaben versehenen Kraftmesser von 25 kg Tragfähigkeit mit Teilung und Zeiger bildet. Zur Messung der Einsenkung ist der Presstempel in Abständen von je 2 mm mit Markenlinien versehen, und wird zu dem Zwecke der Apparat auch mit einer hydraulischen Messvorrichtung versehen. Die Benutzung des Apparates geschieht in der Art, dass der Stab mittels der Handgriffe senkrecht gegen den Boden gepresst und am Kraftmesser der ausgeübte Druck sowie am Presstempel die Eisenkung abgelesen wird. Durch Vergleich des Druckes mit der Querschnittsfläche des Presstempels ergibt sich der Druck für die Flächeneinheit. Nach der Ansicht des Erfinders genügt es in den meisten Fällen die Einsenkung daraufhin zu prüfen, ob sie bei der beabsichtigten Belastung das Mass von 2 mm übersteigt. Ist dies nicht der Fall so würden gegen die beabsichtigte Belastung keine Bedenken vorliegen, während sonst die Grundfläche des Bauwerkes entsprechend zu vergrössern wäre.

Im allgemeinen kann angenommen werden, dass diese Apparate infolge der Kleinheit der Belastungsfläche und des leichteren seitlichen Ausweichens des Bodens, bei gleicher Belastung auf die Flächeneinheit grössere Einsenkungen ergeben, als dies bei den Fundamenten der Fall ist, da bei letzteren ausser der

Digitized by Google

Verteilung des Druckes auf eine grössere Fläche meistens auch noch eine Hinterfüllung dem seitlichen Ausweichen entgegenwirkt. Andererseits ist aber wieder zu beachten, dass bei den Fundamenten der Boden oft im Verlaufe einer längeren Zeit nachgibt und dann beträchtliche Senkungen aufweisen kann.

Diese patentamtlich geschützten Vorrichtungen haben ausser bei verschiedenen Behörden in Österreich auch in anderen Ländern Eingang gefunden. Die Anschaffungskosten betragen für den grösseren Apparat 500 Rmk und für den Fundamentprüfer 80 bis 90 Rmk (ÖM. 1897, S. 126. — ÖZ. 1897, 1900, S. 673. — CBl. 1897, S. 427. — DB. 1897, S. 291).

Digitized by Google

II. Die zur Ausführung der Fundamente verwendeten Hilfsvorrichtungen und Baustoffe.

Der in diesem Abschnitte behandelte Teil des Grundbaues umfasst diejenigen Geräte, welche die Trockenlegung der Baugrube, die Zubereitung der Fundamentsohle und die Herstellung der für die Fundamente angewandten Verstärkungsmittel zum Zwecke haben. Es sind dies: die Vorrichtungen zum Wasserheben, die Bagger, die Beseitigung von Hindernissen unter Wasser, die Tauchervorrichtungen, die hölzernen Pfähle, Pfahl-, Bohl- und Spundwände, die Vorrichtungen zum Eintreiben der Pfähle, zum Abschneiden der Pfähle unter Wasser und zum Ausziehen derselben, die eisernen Pfähle und Spundwände, der hydraulische Mörtel und der Beton, Mischvorrichtungen für Mörtel und Beton, Vorrichtungen zum Stampfen des Betons, Vorrichtungen zum Versenken des Betons unter Wasser, Vorrichtungen zum Heben und Bewegen schwerer Werkstücke und Anordnungen zur Umschliessung und Abdämmung der Baugrube.

A. Vorrichtungen zum Wasserheben.

Zur Trockenlegung der Baugruben usw. werden verschiedenartige Wasserhebevorrichtungen benutzt, deren Wahl von den örtlichen Verhältnissen, namentlich von der zu hebenden Wassermenge, der Hubhöhe dem disponiblen Raume, der zur Trockenlegung verfügbaren Zeit usw. abhängig ist. Deren Betrieb geschieht je nach der Wassermenge durch Handarbeit, animalische oder Elementarkraft, hauptsächlich unter Benutzung von Dampfmotoren oder Elektromotoren. Man kann folgende Arten von Wasserhebevorrichtungen unterscheiden:

1) einfache Schaufelapparate, 2) einfache und kettenförmige Eimerapparate, 3) radförmige Apparate, 4) Schaufelwerke, 5) die Wasserschnecke und die Wasserschraube, und 6) Pumpen.

Von diesen Vorrichtungen werden die unter 1) bis 5) angeführten sog. Wasserschöpfmaschinen, bei denen das Heben des Wassers in offenen Ge-

Digitized by Google

fässen stattfindet, gegenwärtig nur mehr selten benutzt, da die meisten derselben teils unbequem anzuwenden sind, teils einen zu kleinen Wirkungsgrad haben.

1. Einfache Schaufelapparate.

Die in diese Abteilung gehörigen Vorrichtungen, die Wurfschaufel, die Schwungschaufel und der Wipptrog (Hebetrog), haben zwar den Nachteil eines kleinen Wirkungsgrades und einer geringen Hubhöhe, zeichnen sich aber durch Einfachheit und leichte Herstellung aus, weshalb dieselben bei kleiner Hubhöhe (bis zu etwa 1,5 m) und kleiner zu bewältigender Wassermengen, sowie wenn nur kurze Zeit geschöpft werden soll, mit Vorteil benutzt werden können.

Taf. 4, Fig. $1-1_a$. Die Wurfschaufel. Dieselbe hat die Form einer gewöhnlichen Schippe von etwa 0,25 m Breite und 0,4 m Länge, und besteht entweder ganz aus Holz oder aus Blech mit hölzernem Stiel. Die Handhabung geschieht durch einen Mann entsprechend Fig. 1, wobei das Wasser bis zu einer Hubhöhe von etwa 0,9 bis 1,1 m und 1,8 m Weite geworfen werden kann. Die Leistung kann bis zu ungef. 10 cbm in der Stunde betragen.

„ „ Fig. 2. Die Schwungschaufel, ist von gleicher Art wie die vorige, hat aber grössere Abmessungen, nämlich etwa 0,3 m Breite, 0,5 bis 0,6 m Länge und 0,25 m Tiefe, und ist an einem Gerüst pendelnd aufgehängt, wobei sie von einem rückwärts stehenden Mann am Stiel erfasst und ins Wasser geschoben, und darnach durch zwei vorne stehende Arbeiter mittels Zugleinen zu sich gezogen und entleert wird. Hierbei kann bis zu etwa 1 m Höhe und 2 m Weite gefördert, und eine stündliche Leistung von etwa 18 bis 22 cbm erreicht werden.

„ „ Fig. $3-3_b$. Schwungschaufel mit Schwingbaum (Balancier). Der Schaufelstiel ist hier an einem Schwingbaum befestigt, und an einem Gerüst pendelnd aufgehängt, wobei sich die Schaufel in einer Rinne bewegt. Durch vorne und rückwärts befindliche Arbeiter wird der Apparat mittels Zugleinen in schwingende Bewegung versetzt. Die Schaufel ist wie in Fig. 3_a und 3_b mit Klappen versehen, welche sich beim Rückgange öffnen und bei der Vorwärtsbewegung schliessen.

„ „ Fig. 4. Einfacher Wipptrog (Hand-Hebetrog), bestehend aus einem hölzernen Gefäss, welches im Boden mit einem Ventil *v* und an der Rückseite behufs Anfassens mit beiderseitigen Handhaben versehen ist, während es sich vorne mittels einer Drehachse an einen Bock stützt und über der Ableitungsrinne *R* ausmündet. Die Anwendung geschieht in der Art, dass der Apparat mit dem rückwärtigen Ende in das Wasser niedergetaucht wird, wobei es durch das Ventil eindringt, wonach durch Heben des Apparates der Inhalt in die Rinne *R* entleert wird.

Zur bequemeren Handhabung wird der Wipptrog auch in der Weise angewendet, dass das hintere Ende an einem Schwingbaum (Schwengel) gleicher Art wie in bei Taf. 3, Fig. 27 angehängt, und dadurch das Heben des Troges durch am Schwengel angebrachte Zugseile erreicht wird (Schwengel-Wipptrog, Schwengel-Hebetrog).

„ „ Fig. $5-5_a$. Doppelter Wipptrog, welcher aus zwei einander gegenüber gestellten, durch eine Scheidewand getrennten Apparaten der vorigen Art besteht. Hier befinden sich auf jeder Seite zwei Bodenventile *v*, und geschieht die Entleerung durch seitliche Auslaufstutzen *a* in die Rinne *R*. Zur Verhinderung des Überlaufens beim Wippen ist der Apparat oben abgedeckt.

Digitized by Google

2. Einfache und kettenförmige Eimerapparate.

Hieher gehören der Handeimer, der Zugeimer am Schwingbaum und am Haspel, und die Eimerkette.

Taf. 4, Fig. 6. Der Handeimer, ist ein gewöhnlicher hölzerner Eimer mit einem Querholz als Handhabe, oder besteht derselbe wohl auch aus Leder oder wasserdichter Leinwand, wie solche zu Feuerlöschzwecken verwendet zu werden pflegen. Derselbe erhält ungef. 0,01 cbm Inhalt, und können damit ungef. 0,5 bis 0,6 cbm Wasser in der Arbeitstunde bis zu etwa 1 m Höhe gefördert werden. Die Eimerförderung kann auch durch zwei über einander stehende Arbeiter mit je 1 m Förderhöhe geschehen, wobei die Leistung ungef. 0,4 bis 0,5 cbm in der Stunde beträgt. Im allgemeinen ist diese Art der Wasserhebung unvortheilhaft, weshalb sie nur bei kleinen Wassermengen und in Ermangelung besserer Vorrichtungen zu empfehlen ist.

" " Fig. 7—7_a. Zugeimer am Schwingbaum (Schwengel). Derselbe kommt bei grösserer Förderhöhe (wie bei Brunnen) zur Anwendung. Der Eimer ist durch eine Stange am Schwingbaum aufgehängt, welcher durch ein Gegengewicht *g* ausbalanciert ist. Zum rascheren Füllen ist es zweckmässig den Eimer mit einem Bodenventil zu versehen (Fig. 7_a).

Zum Heben des Eimers kann auch ein Haspel benutzt werden, wobei entweder ein Seil zur Anwendung kommt, dessen eine Ende an der Haspelwelle befestigt ist, während das andere den Eimer trägt, oder es kommen zwei Eimer zur Anwendung, so dass sich der eine nach abwärts- und der andere nach aufwärts bewegt (vergl. Taf. 1, Fig. 1).

" " Fig. 8—13. Die Eimerkette, bestehend aus einer endlosen Kette von zusammenhängenden Eimern, welche Kette um eine Trommel (Kettenscheibe) geschlungen und mit dem unteren Ende ins Wasser eingetaucht ist, so dass beim Drehen der Trommel die gefüllten Eimer emporgefördert, und in eine Ablaufrinne entleert werden. Die einfachste Anordnung einer solchen Vorrichtung besteht aus einer endlosen Doppelleine (Fig. 8—8_a) mit daran befestigten Eimern aus Segeltuch, welche durch die Trommel *A* bewegt werden und den Inhalt in die Rinne *R* entleeren.

Eimerketten, bei denen die Eimer entweder aus hölzernen oder blechernen Kästen viereckigen Querschnitts bestehen (Fig. 9—11), werden auch Eimerwerke, Kastenwerke oder Norien genannt. Die Eimer sind dann gewöhnlich durch zwei Reihen einfacher Kettenglieder mit einander verbunden, und bilden so selbst einen Teil die Kette. Die Entleerung dieser Eimer geschieht am einfachsten wie in Fig. 9 vorne an der Mündung. — Fig. 10—10_a zeigt die Gesamtordnung eines solchen Förderapparates, wie solche bei den Bewässerungsanlagen in Rumänien und Bulgarien benutzt werden, wobei der Antrieb mittels Pferdegöpels geschieht (ÖM. 1902, Taf. 34). — Ein neueres Beispiel dieser Art (von W. J. & C. T. Burgess, London) zeigt Fig. 11. — Da aber bei dieser Anordnung viel Wasser dadurch verloren gehen kann, dass die Eimer an der Rinne *R* wobei kommen, ehe sie ihren Inhalt vollends entleert haben, so wird statt dieser unter die Kette geschobenen Rinne, auch eine solche neben derselben fortlaufend angewendet, wobei die Entleerung der Eimer durch seitlich angebrachte Stutzen (vergl. Fig. 17_a) erfolgt. Nachdem aber durch die letzteren wieder die Entleerung verzögert wird, so empfiehlt sich besser die Anordnung Fig. 12—12_a, wobei die Entleerung durch eine vorne angebrachte Öffnung beim Niedergange des Eimers geschieht, wodurch das Wasser durch das eigene Gewicht hinausgedrückt wird. Das Ausfliessen wird hierbei überdies noch durch den Eintritt der Luft durch das Bodenventil *v* befördert. Das Auffangen des Wassers durch die Rinne wird noch günstiger, wenn hierbei der abwärts gehende Teil der Kette

Digitized by Google

wie in Fig. 13 durch eine zweite Trommel so weit unter die erste geschoben wird, dass die Rinne tiefer untergeschoben werden kann.

Bezeichnet v die Geschwindigkeit der Kette, q den Inhalt eines Eimers, a ihren gegenseitigen Abstand und μ den Volumen-Wirkungsgrad, oder Lieferungsgrad, so ist die in der Sekunde gehobene Wassermenge

$$Q = \mu \frac{vq}{a},$$

wo $v \leq 1$ m und $\mu = 0{,}6$ bis $0{,}7$ *).

3. Radförmige Apparate.

Zu diesen Vorrichtungen gehören die Eimerräder, das Wurfrad, das Pumprad und das Schneckenrad. Dieselben eignen sich wegen ihrer Schwerfälligkeit hauptsächlich nur für ständige Anlagen, und werden daher meistens nur zur Be- und Entwässerung von Ländereien benutzt, während sie für bauliche Zwecke weniger geeignet sind. Ihre Bewegung geschieht entweder durch Handkraft, oder meistens mittels Pferdegöpels, Wasser- oder Windräder.

Taf. 4, Fig. 14—18_a. Eimerräder (Schöpf- oder Kastenräder). Dieselben bestehen meistens aus hölzernen, nach Art der Wasserräder gebauten Apparaten, an deren Umfang eimer- oder kastenförmige Gefässe befestigt sind, welche beim Drehen des in das Wasser eingetauchten Rades gefüllt werden, und in der Höhe ihren Inhalt in eine Ableitungsrinne entleeren. Hierbei sind die Gefässe E entweder am Rade A pendelnd aufgehängt (Fig. 14) und entleeren sich durch Anstossen gegen die Rinne R, oder sind dieselben am Rade unbeweglich befestigt. Im letzteren Falle bestehen die Gefässe entweder aus viereckigen Kasten, welche entsprechend Fig. 15 in der Radebene auf einer Seite (Fig. 15_a) oder beiderseits angebracht sind (Fig. 15_b), oder es werden wie in Fig. 16 runde Eimer in geneigter Lage gegen die Radebene (etwa unter 25°) am Umfange befestigt (Chinesisches Eimerrad). Eine weitere Variation bildet das sog. Zellenrad (Fig. 17—17_a), wobei der hohle Radkranz durch radiale Querwände in zellenförmige Kasten abgeteilt ist, die mit seitlichen Öffnungen versehen sind.

Die Eimerräder erhalten einen Durchmesser von etwa 4 bis 9 m. Fig. 18 zeigt eine derartige, bei den Bewässerungen in Rumänien und Bulgarien gebräuchliche Anlage mit Pferdegöpelbetrieb (ÖM. 1902, Taf. 34). Bei der Anwendung zum Wasserschöpfen aus Flüssen kann die Bewegung auch durch die Stosskraft des Flusses selbst geschehen, indem das Rad, wie in Fig. 14, 15_b und 16 angedeutet, am Umfange mit Schaufeln S versehen, dasselbe also in ein unterschlächtiges Wasserrad verwandelt wird.

Bezeichnet n die minutliche Umdrehungszahl des Rades, z die Kasten- bezw. Zellenzahl und q den Inhalt eines Kasten in cbm, so ist die Leistung, bezw. die in der Sekunde gehobene Wassermenge:

$$Q = \mu \frac{nzq}{60},$$

wo der Lieferungsgrad $\mu = 0{,}8$ bis $0{,}9$.

*) Nach K. Hartmann, „Die Pumpen".

Digitized by Google

Taf. 4, Fig. 19. Das Wurfrad. Selbes ist eine Vervielfältigung der früher beschriebenen Schwungschaufel, und besteht aus einem am Umfange mit Schaufeln versehenen, meistens hölzernen Rad, das sich wie die unterschlächtigen Wasserräder in einer Rinne bewegt, jedoch gegenüber diesen in umgekehrter Weise wirkt, indem es durch eine äussere Kraft in der Richtung vom Unterwasser nach dem Oberwasser zu bewegt wird, und dadurch die Wassermassen vor sich hinschiebt. Es wird mit einer Umfangsgeschwindigkeit von etwa 3 m bewegt (ZfB. 1872, S. 212 — 1902, S. 259).

Bedeutet D den äusseren Durchmesser, T die Eintauchungstiefe in den unteren Wasserstand, B die Breite und n die Umdrehungszahl des Rades in der Minute, so ist die in der Sekunde geförderte Wassermenge:

$$Q = \mu \frac{\pi}{4} \left[D^2 - \left(D - 2T\right)^2\right] B . \frac{n}{60},$$

wobei $\mu = 0{,}85$ bis $0{,}95$.

„ „ Fig. 20—21. Das Pumprad, unterscheidet sich vom Wurfrad wesentlich dadurch, dass hier die Schaufeln am wasserdichten Umfange einer Trommel angebracht sind, sodass der Abschluss des Oberwassers vom Unterwasser sowohl durch die Schlaufeln als auch durch die Trommel erfolgt, und dadurch eine grössere Förderhöhe als durch das Wurfrad erreicht wird. Fig. 20 ist die ursprüngliche Anordnung vom Erfinder des Pumprades H. Overmars in Rotterdam. Dasselbe ist ganz aus Eisen und hat konvex gekrümmte Schaufeln, während die Pumpräder von Rijk gerade oder konkav gebogene Schaufeln haben. Die erstere Anordnung ist aus Fig. 21 (Schöpfwerk bei Gouda) zu ersehen. Die Rijk'schen Pumpräder haben sich bei vergleichenden Versuchen besser bewährt als jene von Overmars.

Bezeichnet D den äusseren Durchmesser des Rades, d jenen der Trommel und B die Breite des Rades, so ist bei n Umdrehungen in der Minute die in der Sekunde geförderte Wassermenge:

$$Q = \mu \frac{\pi}{4} \left(D^2 - d^2\right) B \frac{n}{60},$$

wobei $\mu = 0{,}8$ bis $0{,}95$, $D = 5$ bis 8 m und $B = 1{,}5$ bis 3 m.

Das Pumprad hat bei der Entwässerung von Ländereien (namentlich in Holland) eine sehr, verbreitete Anwendung (ZfB. 1894, S. 267 — DB. 1872, S. 229).

„ „ Fig. 22. Das Schneckenrad (Tympanum). Diese schon in alten Zeiten angewendete Wasserhebevorrichtung besteht aus zwei Blechscheiben A zwischen denen sich eine Anzahl spiralförmiger, von einer hohlen Welle auslaufender Schaufeln S befindet. Dadurch, dass die so zwischen den Scheiben und den Schaufeln gebildeten Zellen in die ein offenes Gehäuse B bildende hohle Welle ausmünden, gelangt das von denselben aufgenommene und allmächlich gehobene Wasser in die unter jenem Gehäuse befindliche Ablaufrinne R.

Das Schneckenrad arbeitet zwar mit möglichst geringen Kraftverlusten, ist aber schwerfällig und erfordert durch den mehr als doppelt so grossen Durchmesser als die Förderhöhe viel Ranm, weshalb dasselbe zu Bauzwecken nicht zu empfehlen ist.

4. Schaufelwerke.

Bei diesen Apparaten geschieht die Förderung des Wassers in einer vertikalen oder geneigten Rinne, in welcher es durch die an einer endlosen Kette befestigten Scheiben oder Schaufeln vorwärts geschoben wird. Die Schaufelwerke

Digitized by Google

arbeiten im allgemeinen mit geringem Nutzeffekt, und sind einer starken Abnutzung und häufigen Reparaturbedürftigkeit ausgesetzt.

Taf. 4, Fig. 23—24. Die Kettenpumpe (Paternosterwerk, Rosenkranzmühle, Scheibenkunst), ist ein vertikales Schaufelwerk, bestehend aus einer hölzernen oder eisernen Röhre mit runder Bohrung, in welcher sich eine über eine Kettenscheibe geführte endlose Kette, mit daran befestigten Lederscheiben nach aufwärts bewegt. Wird der Apparat mit dem unteren Ende ins Wasser getaucht und die Kette mit entsprechender Geschwindigkeit in Bewegung gesetzt, so werden die Scheiben bei genügend dichtem Anschluss an die Bohrwände eine gewisse Menge Wasser vor sich hinschieben und zur Ableitungsrinne emporfördern. Die Lederscheiben werden durch einen untergelegten, an der Kette befestigten Holzpfropfen (Fig. 23_b) und einen darüber geschobenen eisernen Keil befestigt und abgesteift. Der Durchmesser des Rohres beträgt zwischen etwa 50 und 150 mm, und erhalten die Scheiben einen gegenseitigen Abstand von ungef. 0,8 bis 1,0 m und etwa 2 bis 1 mm Spielraum gegen die Rohrwände. Die Kette wird mit einer Geschwindigkeit von 0,9 bis 1,2 m bewegt. Fig. 24 zeigt eine neuere Anordnung dieses Apparates von der Firma W. Garvens in Hannover.

Die Kettenpumpe leidet an dem Übelstand, dass zur Vermeidung grösserer Wasserverluste die Scheiben möglichst dicht an die Rohrwandungen passen und mit grösserer Geschwindigkeit bewegt werden müssen, wodurch aber wieder grössere Reibungswiderstände, bezw. Kraftverluste und eine baldige Zerstörung des Apparates bedingt sind. Dagegen hat der Apparat den Vorteil, dass er auch für Flüssigkeiten von breiartiger Beschaffenheit gut anzuwenden ist.

Bezeichnet a den Scheibenabstand, v die Geschwindigkeit der Kette und q die von einer Scheibe gehobene Wassermenge, so ist die Leistung der Kettenpumpe:

$$Q = \mu \frac{vq}{a},$$

wo $\mu = 0{,}6$ bis $0{,}8$.

„ „ Fig. 25. Das geneigte Schaufelwerk, bestehend aus zwei über einander befindlichen, aus Bohlen zusammengefügten Rinnen, in welchen sich eine endlose, über zwei an den Enden des Apparates angebrachte Trommeln laufende Doppelkette mit daran befestigten Schaufelbrettern bewegt, wobei die Schaufeln das Wasser vor sich emporschieben. Durch das Schleifen der Schaufeln am Rinnenboden ist hier der Kraftverlust und die Abnutzung noch grösser als bei der Kettenpumpe (S.).

5. Die Wasserschnecke und die Wasserschraube.

Diese Wasserhebemaschinen zeichnen sich durch eine sehr gute Nutzleistung aus, weshalb dieselben bei mässiger Förderhöhe vielfach mit Vorteil angewandt werden. Sie haben nebst einfacher Anordnung und geringer Reparaturbedürftigkeit auch den Vorteil, dass sie auch bei unreinem Wasser gut anzuwenden sind.

Taf. 4, Fig. 26—28. Die Wasserschnecke (Archimedische Schnecke, Archimedische Schraube), besteht aus einer Welle und daran befestigtem Schraubengewinde, welches von einem zylindrischen Mantel umschlossen, und mit diesem fest verbunden ist. Wird der Apparat bei geneigter Lage mit dem unteren Ende ins Wasser getaucht und mit entsprechender Geschwindigkeit gedreht, so

Digitized by Google

steigt das Wasser längs des Schraubengewindes empor und ergiesst sich in die Rinne *R*. Die Gewinde sind 2 bis 4 fach, und bestehen entweder aus Holz (radiale Brettchen von 2—3 cm Dicke, Fig. 26_a) oder aus Blech, in welchem Falle die Welle aus einer Blechröhre besteht, woran die Gewinde mittels Winkeleisen befestigt sind (Fig. 26_b). Der Mantel besteht aus 5 bis 8 cm starken, gespundeten Bohlen, und wird mittels eiserner Spannringe zusammengehalten (Fig. 26_c). Der Durchmesser des Apparates beträgt etwa 0,6 bis 1,0 m und die Länge etwa 5 bis 10 m. Die Drehung geschieht entweder wie in Fig. 26 mittels einfacher Handkurbel oder wie in Fig. 27 mittels Kegelräder und doppelter Handkurbel, statt welcher auch eine Reimenscheibe für Pferdegöpel oder Dampfmaschine, oder ein Windmotor zur Anwendung kommen kann. — Fig. 28 zeigt eine doppelte Wasserschneckenanlage mit Windmotorbetrieb für Bewässerungsanlagen, wie solche von der Firma G. Fischer & Co in Brandenburg a. H. gebaut werden.

Der Apparat arbeitet am günstigsten bei einer Eintauchung der unteren Mündung bis zu ungef. $^2/_3$ des Durchmessers und bei einer Neigung von etwa 30° gegen die Horizontale. Es können aber auch bei gänzlicher Eintauchung des Endes, und steilerer Lage gegenüber anderen Wasserhebemaschinen noch günstige Resultate erreicht werden. Bei den diesbezüglichen Versuchen von D'Aubuisson ergab sich bei einer Neigung von 30°, 35° und 40° eine Wassermenge von bezw. 0,036, 0,028 und 0,0188 cbm (Kl.).

Kröhnke fand auf Grund mehrjähriger Erfahrung und theoretischer Untersuchungen folgende Verhältnisse als die günstigsten: Neigungswinkel der Schraube an der Spindel 45°, Spindelhalbmesser $r = \frac{R}{6}$, wenn *R* den inneren Mantelhalbmesser bedeutet, Neigung des Apparates gegen die Horizontale 30°, wobei die pro Umdrehung geförderte Wassermenge:

$$q = 2\,R^3 \text{ cbm}$$

beträgt.

Die grösste zulässige Umdrehungsgeschwindigkeit ist durch Versuche zu 2,2 bis 2,25 m pro Sekunde ermittelt worden, und beträgt dann die geförderte Wassermenge:

$$Q = 0{,}7\; R^2 \text{ cbm in der Sekunde.}$$

Für eine viergängige Schnecke von 0,6 bis 0,8 und 1,0 m Durchmesser ist eine Betriebskraft von bezw. 1,0, 1,78 und 2,78 PS pro 1 m Hubhöhe erforderlich (DB. 1876, S. 377, 386. — HZ. 1860, 1873. — ZfB. 1853).

Taf. 4, Fig. 29. Die holländische Wasserschraube. Diese Vorrichtung unterscheidet sich von der Wasserschnecke dadurch, dass bei derselben der Mantel fortgelassen, und die Schraube in eine offene Rinne halbkreisförmigen Querschnittes (mit höchstens 5 mm Spielraum) beweglich eingelegt ist. Die Rinne kann entweder wie in dieser Figur stabil sein und dann aus Mauerwerk bestehen (für Ent- und Bewässerungsanlagen), oder sie wird transportabel, aus Holz oder Blech ausgeführt. Bei der Ausführung aus Holz wird aber die Rinne leicht undicht.

Die für die Schöpfwerke erforderliche Betriebsarbeit beträgt:

$$N = \frac{1}{\eta} \cdot \frac{1000\,Q\,.\,H}{75} \text{ Pferdest.}$$

wo *Q* die Wassermenge und *H* die Hubhöhe in Metermass, und $\eta = 0{,}6$ bis 0,8 den mechanischen Wirkungsgrad bezeichnet.

6. Pumpen.

Bei diesen gegenwärtig wohl am meisten angewendeten Hebemaschinen geschieht die Wasserförderung durch Ansaugen, Drücken und Heben des

Digitized by Google

Wassers in Röhren. Je nachdem dies nach verschiedenen Prinzipien und durch Anordnungen verschiedener Art erreicht wird, gibt es verschiedene Pumpenkonstruktionen, und zwar unterscheidet man folgende zu Bauzwecken hauptsächlich angewendete Arten: *a.* Kolbenpumpen, *b.* Diaphragmapumpen, *c.* Zentrifugalpumpen, *d.* den hydraulischen Widder, *e.* Strahlpumpen und Druckluftpumpen, und *f.* den Pulsometer.

a. Kolbenpumpen.

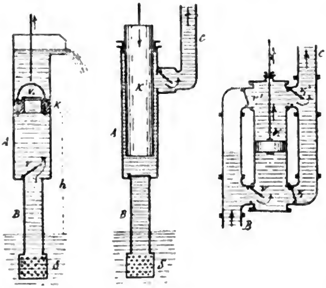
Man kann bei diesen Pumpen je nach der Bewegung des Kolbens folgende Anordnungen unterscheiden:

1) Pumpen mit geradliniger Bewegung des Kolbens,
2) Pumpen mit schwingenden Kolben und
3) Pumpen mit umlaufenden (rotierenden) Kolben.

1) Pumpen mit geradliniger Bewegung des Kolbens.

Diese Pumpen bestehen aus einem Pumpenzylinder (Kolbenrohr, Pumpenstiefel) *A*, in welchem sich ein luftdicht schliessender Kolben *K* bewegt (Textfig. 23—25), und der entweder unmittelbar oder mittels eines besonderen Saugrohres *B* mit dem zu hebenden Wasser in Verbindung steht. Hierdurch entsteht beim Emporziehen des Kolbens im Zylinder ein luftverdünnter Raum (Vakuum), infolge dessen das Wasser in demselben angesaugt, und darauf beim Niederdrücken des Kolbens über denselben hinaus emporgefördert wird. Zu dem Zwecke ist entweder wie in Fig. 23 der Zylinder am unteren Ende mit einem Saugventil *v* und der Kolben mit einem Druckventil v_1 versehen, sodass beim Niederdrücken des Kolbens das erstere Ventil geschlossen und das letztere geöffnet, und dadurch das Wasser über den Kolben emporgepresst wird, um beim nächsten Kolbenhub gegen die Ausflussmündung gehoben zu werden (Saug- und Hubpumpe), oder erhält wie in Fig. 24, der Kolben kein Ventil und wird das in den Zylinder angesaugte

Fig. 23. Fig. 24. Fig. 25.



Kolbenpumpen.

Digitized by Google

Wasser beim Niedergehen des Kolbens durch ein oberhalb am Zylinder angebrachtes Ventil in ein besonderes Steigrohr oder Druckrohr c emporgedrückt (Saug- und Druckpumpe), oder endlich steht wie in Fig. 25 der Zylinder unter und über dem Kolben mit dem Saugrohr B durch je ein einwärts gehendes Ventil v und v', und mit dem Steigrohr C durch je ein auswärts gehendes Ventil v_1 und v_1' in Verbindung, wodurch bei jeder auf- und abwärtsgehenden Bewegung des Kolbens zugleich Wasser angesaugt und emporgedrückt wird (doppeltwirkende Pumpe). Saug- und Hubpumpen pflegen dort angewandt zu werden, wo der Motor zweckmässig in der Nähe des oberen Wasserspiegels, und Saug- und Druckpumpen, wenn derselbe in der Nähe des unteren Wasserspiegels anzubringen ist.

Das Saugrohr wird gegen das Eindringen von Unreinlichkeiten (wodurch die Funktion der Ventile leicht gestört wird) mit einem Saugkorb S versehen. Der Kolben erhält entweder wie in Textfig. 23 & 25 eine verhältnismässig kleine Länge und schliesst sich mit sog. Liederungen luftdicht an die Rohrwandungen (Scheibenkolben), oder ist derselbe wie in Textfig. 24 bei grösserer Länge nur am oberen Ende des Zylinders mittels einer Stopfbüchse gedichtet, so dass er beim Niederführen zum grossen Teil in das Wasser eintaucht (Taucherkolben oder Plungerkolben, bezw. solche Pumpen: Plungerpumpen). Die Ventile sind entweder um Scharniere drehbare Klappenventile, oder parallel mit sich selbst in Führungen bewegliche Kegelventile oder Kugelventile, wie solche bei den Ventilbohrern für Erdbohrung beschrieben worden sind.

Die Saughöhe h ist dadurch beschränkt, dass der angesaugte Wasserpfeiler höchstens das dem Luftdrucke entsprechende Gewicht, daher theoretisch höchstens eine Höhe von 10,336 m haben kann; mit Rücksicht auf die Widerstände in der Saugleitung wird aber die Saughöhe möglichst unter 8 m angenommen.

Ist F die Querschnittsfläche des Kolbens und l dessen Hub, so ist die bei jedem Spiele (Auf- und Niedergang) geförderte Wassermenge theoretisch $= Fl$, in Wirklichkeit aber, infolge von Undichtigkeiten bei Kolben und Ventilen usw. $= uFl$. Wenn daher die Pumpe in der Minute n Spiele macht, so ist bei einfach wirkenden Pumpen die in der Sekunde geförderte Wassermenge:

$$Q = u \frac{n}{60} Fl,$$

wo bei vorzüglicher Ausführung $u = 0{,}95$, bei guter Ausführung $u = 0{,}9$, bei gewöhnlichen Pumpen $u = 0{,}80$ bis $0{,}85$ und bei roher Ausführung $u = 0{,}75$.

Die Kolbengeschwindigkeit beträgt gewöhnlich zwischen etwa 0,2 und 0,5 m, ausnahmsweise bis zu etwa 1 m pro Sekunde, und zwar die kleineren Werte für grössere Förderhöhen. Ist H der Abstand des Saugwasserspiegels von

Digitized by Google

der Ausflusstelle des Druckwassers in m, so ist für Q in cbm die erforderliche Betriebskraft

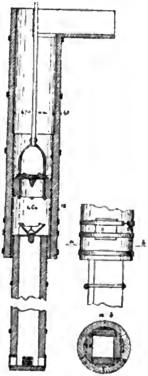
$$N = \eta \frac{1000\,QH}{75} \text{ Pferdest.}$$

wobei für sehr gute Pumpen der Wirkungsgrad $\eta = 1{,}25$, für mittelgute $\eta = 1{,}33$ und für gewöhnliche $\eta = 1{,}4$ bis $1{,}5$.

Taf. 5, Fig. $1-1_b$. Bohlenpumpe (Kastenpumpe). Bei dieser für den Handbetrieb bestimmten, auf Bauplätzen und bei Brunnen oft angewandten Saug- und Hubpumpe besteht das Kolbenrohr aus einem viereckigen Kasten, zusammengefügt aus vier Bohlen, welche im Inneren möglichst glatt gehobelt, in den Fugen allenfalls gespundet, gedichtet, zusammengenagelt, oder besser durch Holzschrauben mit einander verbunden, und durch eiserne Bänder umspannt sind (Fig. 1_a). Eine wirksame Abdichtung der Fugen wird dadurch erreicht, dass die Fasern der mit der Schmalseite anstossenden Bohlen vorher mittels Stemmeisens oder durch Darüberrollen eines Gewichtes niedergepresst, und nach Ebnung mittels Hobels die Bohlen zusammengefügt werden, wobei zweckmässig auch ein Papierstreifen dazwischen gelegt wird. Dadurch, dass dann die niedergedrückten Fasern — namentlich wenn einmal durchnässt — allmählich wieder emporsteigen, wird die Fuge gedichtet.

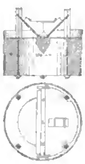
Das Kolbenrohr erhält eine Weite von 15 bis 30 cm und beträgt die Dicke der Bohlen 4 bis 6 cm. Gewöhnlich erhält diese Pumpe kein besonderes Saugrohr, sondern reicht das Kolbenrohr bis unter Wasser, und wird unten entweder nur durch ein über die Mündung gelegtes Drahtnetz, Weidengeflecht oder ein durchlöchertes Brett, oder durch einen besonderen Saugkorb in Form eines durchlöcherten viereckigen Kastens gegen das Eindringen von gröberen Unreinlichkeiten geschützt. Die Ventile bestehen aus Lederklappen, welche durch angeschraubte Eisenplatten entsprechend beschwert, und an der Drehachse einfach durch Nägel befestigt werden. Das Saugventil ist an einer besonderen, viereckig oder rund durchbrochenen, hölzernen Hülse, dem sog. Stöckel befestigt, welcher mit einer Verjüngung nach innen wasserdicht eingesetzt, und behufs leichterer Herausnahme (für Reparaturen am Ventile) über das Kolbenrohr etwas vorstehen soll. Der Kolben besteht am einfachsten aus Holz, mit einer viereckigen oder runden Durchbrechung (Fig. 1_b), über welcher sich ein Ventil gleicher Art wie das Saugventil befindet. Der luftdichte Anschluss an die Rohrwandungen wird teils durch Umwicklung mittels Hanfsträngen, teils durch eine am oberen Rande befestigte Ledermanschette erreicht. Die Kolbenstange ist mittels eines das Ventil überspannenden Bügels am Kolben befestigt, und besteht im oberen Teile aus Holz oder aus Eisen. Die Bewegung der Kolbenstange geschieht entweder durch unmittelbares Angreifen an einem am oberen Ende angebrachten Querarm (Krücke), oder mittels eines Hebels (Schwengels) (S.).

Fig. 26. Fig. 26a.



1 : 49,5

Fig. 26b.



1 : 18

Bohlenpumpe mit rundem Kolbenrohr und viereckigem Saugrohr.

Nebenstehende Textfiguren $26-26_b$ zeigen eine solche Bohlenpumpe (Fasspumpe) mit rundem Kolbenrohr und viereckigem Saugrohr,

Digitized by Google

wie selbe beim Bau der Leesenbrück'schen Schleuse am Finow-Kanal benutzt wurde. Das Kolbenrohr war in dem Raum des Kolbenspiels um 26 mm enger als im oberen Teil, um bei der Abnutzung in der Gegend des Kolbenspiels den frisch belederten Kolben wieder bequem einbringen zu können. Die Ventile bestanden aus doppelten Lederklappen, und war behufs leichter Zugänglichkeit des Saugventils, ohne das Saugrohr entfernen zu müssen, neben demselben im Pumprohr eine luftdicht zugespundete Öffnung *c* angebracht. Die Anordnung des Kolbens ist aus Textfig. 26_b zu ersehen (ZfB. 1852, S. 380, Bl. Q).

Taf. 5, Fig. 2. Trichterkolben, anzuwenden anstatt der vorigen Ventilkolben. Derselbe besteht aus einer durchlöcherten trichterförmigen Hülse *A* aus Gusseisen, und einer in dieselbe eingelegten Ledermanschette *B*, welche am unteren Ende der Kolbenstange angeschraubt sind. Hierdurch besorgt die Ledermanschette sowohl die Dichtung des emporsteigenden Kolbens, als auch die Funktion des Druckventils, indem sie beim Niederdrücken des Kolbens durch die emporsteigenden Wassermassen zur Seite gedrängt wird. Es ist dies eine Anordnung, welche namentlich für sandiges Wasser geeignet ist (S.).

„ „ Fig. 3. Blechpumpe mit Beutelkolben. Das Pumpenrohr besteht hier aus einem Blechzylinder, an dessen unterem Ende ein mit Saugventil und Saugkorb versehener hölzerner Stöckel eingesetzt ist. Der Kolben besteht aus einem Lederbeutel, welcher am unteren Ende der hölzernen Kolbenstange mit einem Nagel befestigt ist, während der obere Rand des Beutels durch 4 Lederriemen an die Kolbenstange angehängt ist. Der Beutel fungiert dann hier in gleicher Weise wie die Ledermanschette bei obigem Trichterkolben (HZ. 1853—54, Bl. 65).

Fig. 27.



1: 20

Einfache hölzerne Pumpen mit Beutelkolben.

Eine andere Variation einer solchen Pumpe mit Beutelkolben, wie solche z. B. von Rziha (Lehrbuch der ges. Tunnelbaukunst II) behufs Entwässerungen bei Tunnelbauten für geringere Förderhöhen als besonders zweckmässig empfohlen wird, ist aus nebenstehender Textfig. 27 zu ersehen. Dieselbe besteht aus zwei gebohrten Holzröhren *b* und *c* bezw. für den Pumpenzylinder und das Saugrohr, wovon letzteres in das erstere konisch eingesetzt ist. Unter das Saugrohr wird ein eisernes Gitter oder Drahtnetz *r* genagelt. behufs Abhaltung von Holzspänen etc. Das Saugventil *a* besteht aus einem direkt aufgenagelten, mit Blei oder Eisen beschwerten Lederausschnitt, während der Kolben einen Lederbeutel gleicher Anordnung bildet, wie im vorigen Falle. Um zum Saugventil gelangen zu können, wird auch hier im Kolbenrohr ein dicht verspundetes, handgrosses Loch angebracht.

„ „ Fig. 4. Gusseiserne Saugpumpe mit Schwengel, wie solche hauptsächlich bei Brunnen angewandt werden. Die Firma Bopp & Reuther in Mannheim erzeugt solche Pumpen, die bei einem Kolbendurchmesser von 65, 76 und 90 mm bezw. 18, 30 und 50 Liter in der Minute fördern.

„ „ Fig. 5. Doppelpumpe mit gemeinsamen Druckbaum (Balancier), wobei die beiden Kolbenstangen durch die am Druckbaum angreifende Mannschaft gleichzeitig, die eine auf- und die andere abwärts bewegt werden. Diese zur Wasserhaltung der Baugruben bei der Gründung der Ilmenau-Brücke bei Lüneburg (Hannover—Hamburger Eisenbahn) benutzte Vorrichtung hat sich dort sehr gut bewährt. Die beiden Pumpen hatten die gleiche Anordnung wie die früher beschriebene Bohlenpumpe Fig. 1. Das Kolbenrohr hatte eine Länge von 8,5 m,

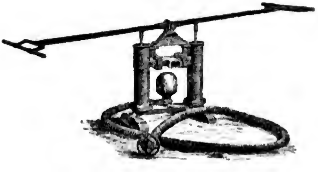
Digitized by Google

eine lichte Weite von 20 cm und eine äussere Breite von 30 cm im Geviert (HZ. 1861, S. 66, Bl. 187).

Taf. 5, Fig. 5. Doppelstiefelige Baupumpe. Dieselbe hat die gleiche prinzipielle Anordnung, ist transportabel, und besteht aus zwei gusseisernen Pumpenzylindern, welche oben zu einem gemeinsamen Ausgussrohr nebst Stütze für den Druckbaum, unten zu einem gemeinsamen Saugrohr mit einander verbunden, und entweder auf einen hölzernen Fuss oder auf ein Wagengestelle angeschraubt sind. Das Saugrohr besteht aus einem Gummispiralschlauch, welcher am äussersten Ende mit einem eisernen oder kupfernen Saugkorb versehen ist. Die Düsseldorfer Baumaschinenfabrik Bünger & Leyrer erzeugt solche Pumpen in drei Grössen von 102, 152 und 200 mm Zylinderdurchmesser, mit einer Leistung von bezw. 80, 250 und 470 Litern in der Minute, bei 30 Doppelhüben, und beträgt deren Preis ohne Saugschlauch bezw. 135, 200 und 330 Rmk.

Die Firma Joh. Schumacher in Köln liefert die in Textfig. 28 ersichtliche Baupumpe von 157 mm Zylinderweite, die zur Erreichung einer gleichmässigen Wasserzuströmung mit einem Saugwindkessel versehen ist, und pro Minute ungef. 180 Liter Wasser fördert. Deren Preis beträgt 185 Rmk, ausser dem zugehörigen Gummispiralschlauch von 65 mm Durchmesser, der 14 Rmk pro Meter und dem kupfernen Saugkorb mit eisernem Schutzkorb, der 12 Rmk kostet.

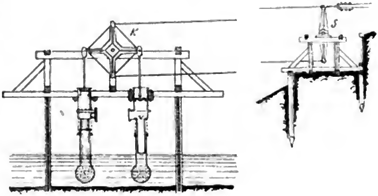
Fig. 28.



Baupumpe.

Wird anstatt des einfachen Druckbaumes ein sog. Kunstkreuz benutzt, so können solche einfache oder doppelte Pumpen auch durch eine entfernte Kraftquelle in Bewegung gesetzt werden. Eine solche beim Bau der Eisenbahnbrücke über die Warthe bei Wronke angewandte Anlage zeigt Textfig. 29. Die Pumpen waren hier aus Blech, die Saugrohre der Höhe nach stellbar und mittels Ketten an den Pumpenzylindern angehängt. Der Motor bestand aus einer am Ufer aufgestellten Dampfmaschine, deren Kraft auf eine am Ufer angebrachte Schwinge S und von dieser durch Drahtseile auf das Kunstkreuz K bezw. auf die Kolbenstangen übertragen wurde. Schwinge und Kunstkreuz waren hier aus Eisen, können aber sonst auch aus Holz bestehen, und kann bei grösserer Entfernung des Motors event. eine Reihe von Schwingen zur Anwendung kommen, welche durch Stangen oder Drahtseile mit einander verbunden sind (AB. 1852, Bl. 466).

Fig. 29.



1: 138

Doppelte Pumpe mit Kunstkreuz.

Digitized by Google

Bei der Gründung der Marien-Brücke in Dresden geschah die Wasserhaltung der Baugruben je zweier Pfeiler durch je eine Bohlenpumpe mit Kunstkreuz, welche durch eine dazwischen auf einem Gerüst aufgestellte Dampfmaschine bewegt wurden (Cl. 1856, Taf. 30).

2) Pumpen mit schwingender Kolbenbewegung.

Diese Pumpen bestehen aus einem kreisrunden Gehäuse, in welchem der in Form eines Doppelflügels angeordnete Kolben durch einen Handhebel schwingend bewegt wird, wodurch unter Vermittlung von Ventilen im Gehäuse die zur Hebung des Wassers erforderliche saugende und drückende Wirkung erzeugt wird. Dabei sind entweder sowohl am Gehäuse als auch am Doppelflügel oder nur am Gehäuse Ventile angebracht. Im letzteren Falle ist der Doppelflügel mit Kanälen für den Durchgang des Wassers versehen. Eine bewährte und viel gebrauchte Pumpe der letzteren Art ist die folgende.

Taf. 4, Fig. 36—36_b. Vierfach wirkende Flügelpumpe von Abrahamson. Dieselbe hat zwei Saug- und zwei Druckkammern. Die Nabe des auf der Achse *a* befestigten Doppelflügels *b b* besitzt die zwei sich kreuzenden Kanäle *c* und *d*, sodass durch den ersteren die Kammern *e* und durch den letzteren die Kammern *f* mit einander in Verbindung gebracht sind. Wird der Doppelflügel in der Richtung des Pfeiles *g* bewegt, so vergrössern sich die Kammern *f* und saugen durch das unten rechts liegende Ventil *i* Wasser an, während sich die Kammern *e* verkleinern und durch das obere Ventil *m* Wasser fortdrücken. Bei der entgegengesetzten Bewegung findet das Umgekehrte statt. Der Behälter *n* dient zum Ansammeln von Unreinlichkeiten, welche durch Ausziehen der Schraube *o* beseitigt werden. Die letztere dient auch zur Entleerung des Steigrohres, z. B. um bei eintretendem Frost ein Zersprengen desselben zu vermeiden.

Diese Pumpe saugt auf eine Höhe von 7 bis 8 m und beträgt die gesamte Förderhöhe bis zu 43 m.

Bezeichnen *D* und *B* bezw. den Durchmesser und die Breite des Doppelflügels, *d* den Durchmesser der Nabe, α den Schwingungswinkel und *n* die Anzahl der Hübe (Schwingungen hin und zurück) in der Minute, so ist die in der Sekunde geförderte Wassermenge

$$Q = \mu \cdot \pi (D^2 - d^2) B \cdot \frac{n}{60} \cdot \frac{\alpha}{360},$$

wobei der Lieferungsgrad $\mu = 0{,}8$ bis $0{,}9$ und $n = 40$ bis 100.

Die Firma Alfr. Barber & Co in Hamburg liefert solche Pumpen, die bei einem Gehäuse von 109×57 mm, 193×88 mm und 318×144 mm, bei bezw. 88, 56 und 40 Hüben in der Minute bezw. ca. 47, 162 und 455 Liter in der Minute fördern, und deren Preise, bei eisernem Gehäuse und inneren Teilen aus Messing, bezw. 16, 36 und 120 Rmk betragen (Zdl. 1892, S. 1021).

3) Pumpen mit drehender Kolbenbewegung.

Die in diese Kategorie gehörigen Kapselpumpen (Rotationspumpen, Walzenpumpen) kennzeichnen sich dadurch, dass sie ohne Ventile mit stetiger

Digitized by Google

Wasserförderung arbeiten, und bestehen aus einem Gehäuse (Kapsel) mit darin befindlichen, rotierenden Körpern, die zahnradartig ineinander greifen. Die meisten dieser Apparate werden auch als Gebläse, Luftkompressoren und Exhaustoren, bezw. zum Eintreiben von Luft in einen Raum und zur Luftentnahme benutzt. Von den zahlreichen Apparaten dieser Art mögen die folgenden als die gebräuchlichsten angeführt werden.

Taf. 5, Fig. 8. Root's Kapselpumpe (Root's Drumpump). Die beiden rotierenden Körper *A* und *B* sind so profiliert, dass sie, während sie mittels der ausserhalb des Gehäuses *G* befindlichen Zahnräder *C* und *D* im umgekehrten Sinne (in der Richtung der kleinen Pfeile) gedreht werden, immer an einer Stelle mit einander in Berührung bleiben, nebstdem sie sich immer an irgend einer Stelle dicht gegen die halbkreisförmigen Teile des Gehäuses legen. Dadurch wird zuerst die bei *E* eintretende Luft und dann in gleicher Weise das angesaugte Wasser zwischen der Gehäusewand und den Körpern *A* und *B* eingeschlossen und nach *F* gebracht.

" " Fig. 9. Kapselpumpe von Johnson, wobei die beiden rotierenden Körper nach Art der Zahnräder ausgebildet sind.

b. Diaphragmapumpen (Membranpumpen).

Diese in neuerer Zeit erfundenen Pumpen zeichnen sich dadurch aus, dass sie ohne Kolben und Zylinder konstruiert sind. Dieselben werden durch Sand, Schlamm, Kies usw. nicht angegriffen, und pumpen Wasser, welches dergleichen enthält, ohne Stösse und Reibung. Hierdurch, sowie infolge ihres verhältnismässig geringen Kraftbedarfs und des kleinen Hubes, der in der Zeiteinheit eine grössere Anzahl Hübe ermöglicht, haben sich diese Pumpen als besonders zweckmässig erwiesen.

Taf. 5, Fig. 10—10_a. Einfach wirkende Diaphragmapumpe. Hierbei wirkt anstatt des Kolbens eine Gummi-Membrane *G*, die in der Pumpe durch Einklemmung zwichen dem Unter- und Oberteil *A* und *B* befestigt ist und in eng begrenzter Hubhöhe auf- und niedergehend den luftleeren Raum erzeugt. Für die Wasserförderung dienen ferner zwei Ventile, das unter der Membrane sitzende Saugventil V_1 und das in derselben angebrachte Druckventil V_2. Die Membrane steht ferner durch einen angeschraubten Bügel *C* (vergl. Fig. 10_a) mit dem Druckhebel *H* in Verbindung. Wird daher durch den letzteren die Membrane gehoben, so steigt das Saugventil V_1 und wird vom Saugrohr *R* Wasser in den Raum *A* angesaugt, während beim darauf folgenden Niederdrücken der Membrane das Druckventil V_2 geöffnet wird und das Wasser in den Oberteil *B* austritt. Dabei ist das letztere Ventil in seinem Spiel nach oben durch Anstossen gegen den am Druckhebel angebrachten Zapfen *D* begrenzt.

Die Pumpenfabrik Hammelrath und Schwenzer in Düsseldorf und die Düsseldorfer Baumaschinenfabrik Bünger & Leyrer liefern solche einfach wirkende Pumpen für Handbetrieb, bei 63, 75 und 100 mm Saugschlauch-Durchmesser, mit einer stündlichen Leistung bis zu bezw. 8 000, 18 000 und 24 000 Liter, ausschliesslich Schlauch zum Preise von bezw. 120, 150 und 190 Rmk.

Digitized by Google

Taf. 5, Fig. 10_b. Doppeltwirkende Diaphragmapumpe für Hand- oder Kraftbetrieb, mit Schwungrad und Handkurbel auf der einen und Riemenscheibe auf der anderen Seite. Soll nur Handbetrieb zur Anwendung kommen, so wird anstatt der Riemenscheibe gleichfalls ein Schwungrad mit Handkurbel aufgesetzt. Bei dieser Anordnung mit zwei Schwungrädern und Handkurbeln, wie sie meistens angewendet wird, beträgt der Preis bei einer stündlichen Leistung von 36 000 und 45 000 Liter, bezw. 330 und 430 Rmk.

„ „ Fig. 10_c. Diaphgragmapumpe als Saug- und Druckpumpe, wobei der Oberteil einen mit einem Steigrohr versehenen geschlossenen Raum bildet.

Diese Pumpen werden auch für den Göpel- und den Windmotorenbetrieb eingerichtet.

c. Zentrifugalpumpen.

Diese nur für den Maschinenbetrieb geeigneten Pumpen bestehen aus einem kreisrunden gusseisernen Gehäuse mit einem darin befindlichen Schaufelrad (Kreisel) mit gekrümmten Schaufeln, einem in der Achse des Rades an das Gehäuse angeschlossenen Saugrohr, und einem vom Gehäuse in tangentieller Richtung ausgehenden Druckrohr. Die Radwelle geht mittels Stopfbüchse durch die Gehäusewand, und wird bei Riemenbetrieb durch eine ausserhalb angebrachte Riemenscheibe in Bewegung gesetzt. Sobald dies geschieht, so wird bei entsprechender Geschwindigkeit durch die Zentrifugalkraft zuerst die Luft von der Mitte nach dem Umfange des Rades zum Druckrohr hinausgeschleudert und durch das hierdurch erzeugte Vakuum das Wasser in das Gehäuse angesaugt, welches dann, gleichfalls der Zentrifugalkraft folgend, nach dem Druckrohr befördert wird.

Damit durch die Luftverdünnung, welche durch die Drehung des Schaufelrades zu erreichen ist, das Wasser bis in das Gehäuse angesaugt wird, darf das Saugrohr nicht lang sein, widrigenfalls letzteres am unteren Ende mit einer Klappe versehen, und nach deren Schliessung der Apparat vor Ingangsetzung des Schaufelrades mit Wasser gefüllt wird. Statt dessen wird zu diesem Zwecke das Gehäuse auch mit einem mit Dampf oder Wasser betriebenen Injektor in Verbindung gesetzt, bei dessen Ingangsetzung die Luft aus dem Gehäuse ausgesaugt, bezw. das Wasser in dasselbe angesaugt wird.

Einer der wichtigsten Vorteile der Zentrifugalpumpen besteht darin, dass bei denselben keine Ventile vorhanden sind, infolge dessen sie sich auch zur Förderung von sehr unreinem Wasser eignen, nebstdem sie sich durch eine verhältnismässig grosse Leistungsfähigkeit, leichte Aufstellung und bequeme Anwendung auszeichnen.

Die Zentrifugalpumpen werden gewöhnlich mit wagrechter Achse angeordnet. Bei lotrechter Achse werden sie Kreiselpumpen genannt.

Taf. 5, Fig. $11-11_b$. Zentrifugalpumpe (Vertikalschnitt). Das im halbkreisförmigen Gehäuse *H* exzentrisch liegende Schaufelrad *R* pflegt entweder nach

Digitized by Google

Grove kreisbogenförmige Schaufeln zu haben, oder sind dieselben nach der Archimedischen Spirale gekrümmt (Syst. Fink). Das Wasser tritt vom Saugrohr S seitwärts bei B von einer oder von beiden Seiten in das Gehäuse ein, und wird durch die Zentrifugalkraft des Rades in das Druckrohr D emporgetrieben.

Fig. 11_a zeigt ein perspektivisches Bild der Gesamtanordnung einer Zentrifugalpumpe für Riemenbetrieb (von Bopp & Reuther in Mannheim) und Fig. 11_b eine solche Pumpe mit direktem Elektromotor-Betrieb (von Menck & Hambrock in Altona—Hamburg).

Die Maschinenfabriken Brodnitz & Seidel in Berlin und Joh. Schumacher in Köln liefern Zentrifugalpumpen für Förderhöhen bis zu 15 m, für ein Wasserquantum von 150, 300, 600 . . . 25 000 Liter in der Minute, zum Preis von bezw. 135, 185, 230 . . . bis 2633 Rmk. Die erforderliche Betriebskraft beträgt bezw. 0,06, 0,12, 0,21 . . . bis 9,26 PS pro Meter Förderhöhe.

Taf. 5, Fig. 12—12_a. Aufstellung einer Zentrifugalpumpe mit Lokomobilbetrieb. Die Pumpe ist hier mit einem Ejektor E versehen, dessen Anordnung und Wirkungsweise aus Fig. 12_a zu ersehen ist.

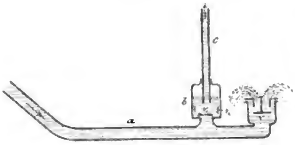
„ „ Fig. 13—15. Kreiselpumpen-Anlagen (Fig. 13—13_a Schöpfwerk bei Schellingwoude, ZfB. 1894, S. 281).

d. Der hydraulische Widder oder Stossheber.

Dieser Apparat kann bei vorhandenem Aufschlagwasser in der Art zur Anwendung kommen, dass dieses Wasser selbst über sein Niveau gehoben wird, daher diese Vorrichtung hauptsächlich nur zu Bewässerungszwecken geeignet ist.

Der Hauptsache nach besteht der Apparat aus einem vom Aufschlagwasser kommenden Zuleitungsrohr a (Textfig. 30), welches am Ende mit einem Ausflussventil (Sperrventil) v, und dem Windkessel b mit den Ventilen v_1 und v_2 und dem Steigrohr c versehen ist. Das Gewicht des Ventils v ist so bemessen, dass es durch den Stoss des in der Rohrleitung in Bewegung gekommenen Wassers geschlossen wird, während es bei ruhigem Zustand desselben durch das Eigengewicht sinkt, und den Ausfluss des Wassers gestattet. Denkt man sich nun den Apparat im letzteren Stadium, wie in der Figur angedeutet, so gelangen durch das Ausströmen des Wassers an der Mündung die Wassermassen in der Rohrleitung in Bewegung, wodurch das Sperrventil v geschlossen, das Steigventil v_1 dagegen geöffnet wird, und Wasser in den Windkessel eindringt. Hierbei wird die Luft im Kessel komprimiert und das Wasser in das Steigrohr emporgetrieben, solange bis in der Rohrleitung wieder Gleich-

Fig. 30.



Hydraulischer Widder.

Digitized by Google

gewicht eingetreten, was dann wieder ein Sinken des Ventils v zur Folge hat. Das Ventil v_2 dient zur Regulierung der Luftmenge im Windkessel.

e. Strahlpumpen und Druckluftpumpen.

Die Wirkungsweise der Strahlpumpen beruht auf dem Princip, dass ein aus einer Düse ausströmender Flüssigkeitsstrahl (Wasser, Dampf oder Luft) nach den Gesetzen des hydraulischen Druckes auf das umgebende Medium (Luft oder Wasser) eine saugende Wirkung ausübt, so zwar dass bei Umschliessung der Düsenmündung mit einem Gehäuse, welches durch ein Saugrohr mit dem zu hebenden Wasser in Verbindung steht, dieses angesaugt und vom Strahl mitgerissen wird. Es gehören somit hierher alle nach dem sog. Ejektor- oder Injektor-Principe konstruierten Apparate, wobei zur Erzeugung des Strahles Wasser oder Dampf benutzt wird.

Taf. 5, Fig. 16. Wasserstrahlpumpe von Nagel. Diese Vorrichtung kann dort mit Vorteil benutzt werden, wo oberhalb der zu entwässernden Stelle Betriebswasser zur Verfügung steht (von Mühlgräben, Teichen usw.), welches mit entsprechendem Gefälle über die Stelle hinweg geleitet werden kann. Der Apparat besteht aus einer vom Aufschlagwasser ausgehenden, aus Brettern zusammengefügten Rinne *dc*, mit welcher bei *b* ein kastenförmiger Aufsatz mit dem in denselben einmündenden Saugrohr *ab* in Verbindung steht. Die Einlaufrinne *db* zieht sich sowohl von oben nach unten, als auch von der Seite trichterförmig zusammen, während sich die Auslaufrinne *bc* nur zu beiden Seiten gegen *c* hin erweitert. Der Aufsatz nebst Saug- und Auslaufrohr werden aus Holz oder auch aus Eisen ausgeführt.

Lässt man das Aufschlagwasser durch die Rinne fliessen, so wird durch die an der Verengung bei *b* entstehende saugende Wirkung zuerst Luft und dann Wasser angesaugt und mitgerissen.

Von ähnlicher Art sind die in neuerer Zeit aufgekommenen Druckluftpumpen, deren Anordnung und Wirkungsweise aus folgenden Beispielen zu entnehmen ist.

Taf. 5, Fig. 17. Mammut-Pumpe der Pariser Druckluft-Gesellschaft. Dieselbe bestehet aus dem Druckluftrohr *A*, das in dem unten offenen Fusstücke *C* durch eine Biegung in das Steig- oder Förderrohr *B* ausmündet. Wird der Apparat entsprechend tief in das Wasser eingetaucht und durch das Rohr *A* Druckluft eingeleitet, so bildet sich im Förderrohr *B* ein Gemisch von Luft und Wasser, das spezifisch leichter ist als das umgebende Wasser, daher nach dem Gesetz der kommunizierenden Gefässe emporgetrieben wird. Dadurch dass hierbei keinerlei Klappen, Kolben oder Düsen vorhanden sind, kann bei diesen Pumpen der volle Querschnitt des Förderrohres zur Ausnutzung kommen. Dieselben liefern bei einem Rohrdurchmesser von 150, 200, 250 und 300 mm bezw. 270 bis 290, 550 bis 3000, 1100 bis 4000 und 3200 bis 5400 Liter in der Minute. Für gewöhnliche Förderhöhen von 5 bis 15 m sind für jeden Liter gehobenen Wassers 1,5 bis 2,5 Liter komprimierter Luft erforderlich (ÖW. 1898, S. 213).

" " Fig. $18-18_a$. Druckluftpumpe der Wasserwerke von Point Pleasant (Virginia). Die zur Wasserentnahme aus dem Ohioflusse dienende Anlage besteht aus Brunnenrohren *C* von 203 mm lichter Weite, die durch die Sand- und

Digitized by Google

Kiesschicht des Flusses bis zum Felsboden abgesenkt, an der Sohle mit Cement abgedichtet und am Umfang durchlöchert sind. In dieses Rohr ist das Druckluftrohr *A* und das Förderrohr *B* mit der Kopfplatte und der Bleidichtung *D* luftdicht eingesetzt. Die beiden Rohre *A* und *B* sind entsprechend Fig. 18_a bezw. durch die Rohre A_1 und B_1 über Wasser längs der Uferböschung, ersteres zu dem auf 125 m Entfernung gelegenen Maschinenhaus, und letzteres zu einem Sammelbecken *E* geführt (Uhland, der prakt. Maschinenkonstr. 1901, Suppl. S. 47).

f. Der Pulsometer.

Dieser auf Bauplätzen usw. viel angewendete Wasserhebeapparat ist eine sog. Dampfvakuumpumpe, wobei das Wasser unmittelbar durch den dem Apparate zugeführten Dampf in der Weise gehoben wird, dass es durch die Kondensation des Dampfes in den Apparat angesaugt, und dann durch dessen Expansionskraft in das Steigrohr emporgedrückt wird.

Fig. 31.

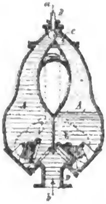
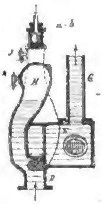


Fig. 31_a.



1:12.

Der Pulsometer.

Der aus Gusseisen ausgeführte Körper des Apparates besteht bei der meistens benutzten Konstruktion von Hall aus zwei birnförmigen Gefässen *A* und A_1 (Textfig. 31—31_a), deren Hälse oben in das gemeinsame Dampfzuleitungsrohr *B* münden, und deren Verbindung durch eine entweder an die eine oder an die andere Halsmündung anliegende Ventilkugel *C* unterbrochen ist, während sie unten durch die Ventile *V* und V_1 mit dem gemeinsamen Saugrohr *D*, sowie durch die Öffnungen *E* und E_1 mit einem dritten Gefäss, dem Kasten *F* in Verbindung stehen. Vom letzteren Raume geht das Steigrohr *G* aus. Ausserdem befindet sich zwischen den Gefässen *A* und A_1 in der Verlängerung des Saugrohres noch ein viertes Gefäss, der Windkessel *H*. Die Gefässe *A* und A_1 sind mit Lufthähnen *J*, zum Auslassen der Luft beim Füllen des Apparates mit Wasser vor Ingangsetzung desselben, und der Windkessel mit dem Lufthahn *K* zur Regelung der in demselben eingeschlossen Luft, versehen.

Denkt man sich nun den Apparat mit Wasser gefüllt, und durch das Rohr *B* Dampf eingeleitet, so wird derselbe in irgend eines der Gefässe, z. B. nach A_1 eintreten, und das darin enthaltene Wasser durch die Öffnung E_1 in den Kasten *F*, bezw. in das Steigrohr *G* empordrücken. Sobald das Wasser bis auf einen geringen Teil aus dem Kasten *F* entfernt ist, tritt der Dampf in das Steigrohr ein, worauf eine heftige Wirbelbewegung des Wassers und eine dadurch begünstigte Kondensation des Dampfes eintritt. Durch die hierbei entstehenden saugende Wirkung wird die Ventilkugel *C* zur Mündung des Gefässes A_1 hinübergezogen,

Digitized by Google

und der Dampfzutritt nach A_1 abgesperrt, derjenige nach A dagegen geöffnet. Durch die saugende Wirkung der darauf fortgesetzten Kondensierung in A_1 öffnet sich das Ventil V_1 und es tritt ein Teil des im Windkessel H höher stehenden Wassers nach A_1 ein, und bewirkt eine vollständige Kondensierung des darin enthaltenen Dampfes, wodurch noch weiter Wasser aus dem Saugrohr angesaugt wird, bis zur vollständigen Füllung von A_1 und von H, so weit es die in H enthaltene Luft gestattet. Der gleiche Vorgang wiederholt sich dann im Gefässe A. Statt der Klappenventile V und V_1 werden auch Kugelventile angewendet.

Der Pulsometer erfordert zwar im allgemeinen mehr Dampf, und daher auch mehr Brennmaterial als andere Pumpen, hat aber den Vorteil grösserer Bequemlichkeit, indem für dessen Betrieb weiter nichts erforderlich ist, als ein Dampfkessel mit Dampfzuleitungsrohr, weshalb der Apparat namentlich zu Bauzwecken mit Vorteil benutzt wird (Hdl. — J. — ÖZ. 1870, S. 50).

B. Bagger.

Unter Baggern versteht man im allgemeinen das Lösen und Emporfördern von Erdmassen mittels besonderer Vorrichtungen, Baggerapparate oder Bagger genannt. Je nachdem dies unter oder über Wasser geschieht, werden dazu sog. Nassbagger oder Trockenbagger angewendet. Die ersteren werden auf Gerüsten oder auf Schiffen (Schwimmbagger) benutzt. Die Bewegung der Bagger geschieht je nach der Bodenbeschaffenheit, der Wassertiefe, dem Umfange der Arbeit usw. und der davon abhängigen Konstruktion des Baggers, durch Handkraft, Pferdekraft, Dampfkraft oder mittels elektrischer Kraft. Das Baggern wird zu verschiedenen Zwecken ausgeführt, nämlich behufs Ebnung und Vertiefung des Bodens bei Gründungen, Vertiefung und Erweiterung von Flussläufen und von Fahrrinnen in Flüssen und Häfen, zur Ausgrabung von Schiffahrtskanälen usw., sowie auch zur Bodengewinnung (Sand usw.).

Man kann die Bagger in folgende Kategorien einteilen: 1. Löffelbagger, 2. Eimerbagger, 3. Schaufelketten- und Radbagger, 4. Greifbagger, und 5. Pumpenbagger. Man unterscheidet auch Bagger mit unterbrochener und mit stetiger Bodenförderung. Die Trockenbagger, Greifbagger und einige Pumpenbagger werden auch Exkavatoren genannt. Ein dem Baggern ähnliches Verfahren ist das Kratzen, wobei der Boden mittels besonderer Vorrichtungen zwar gelöst, aber nicht gehoben, sondern von der Strömung fortgeführt wird.

1. Löffelbagger.

Hierzu gehören alle löffel- oder schaufelförmigen Baggerapparate, welche meistens mit einem Stiel versehen sind (Stielbagger), und bei kleineren Erd-

Digitized by Google

bewegungen aus freier Hand oder mittels Hand-Winde, bei grösseren Massenbewegungen und grösserer Wassertiefe aber mittels Dampfkraft bewegt werden. Einige dieser Vorrichtungen sind namentlich zum Baggern in beschränktem Raume, wie beim Brunnensenken, geeignet.

Eine besondere Art von Löffelbaggern sind die in Amerika gebräuchlichen Schraper (scrapers), bestehend aus einen schaufelförmigen Kasten ohne Stiel, der durch Pferde-, Dampf- oder elektrische Kraft bewegt wird.

Taf. 6, Fig. 1. Einfache Baggerschaufel. Dieselbe ist eine Blechschaufel mit einem Boden von etwa $0{,}3 \times 0{,}3$ m Fläche, welcher mit Seitenrändern versehen ist, und mit dem Stiel einen Winkel von etwa 80° bildet. Die Anwendung geschieht aus freier Hand, und wird der Apparat bei geringer Wassertiefe zur Reinigung von Gräben, zur Gewinnung von Sand aus Flüssen u.dgl. untergeordneten Arbeiten benutzt.

„ „ Fig. 2. Der Sackbagger, bestehend aus einem eisernen Ring mit scharfer Schneide, und einem daran befestigten Sack oder Beutel aus Leinwand, nebst Stiel. Zur Schonung des Beutels wird derselbe zweckmässig mit einem Netz aus starkem Bindfaden umgeben, welches etwas kleiner ist als der Beutel selbst. Der Sackbagger wird für losen Boden, wie Schlamm, Triebsand usw. bis zu etwa 3 m Tiefe benutzt.

„ „ Fig. 3. Der Rechenbagger, ist ähnlich den vorigen, besteht aber aus zugespitzten Eisenstangen und wird für Kies und steinigen Boden benutzt.

„ „ Fig. 4. Anwendung des Sackbaggers, wobei ein Arbeiter den Stiel führt, während ein anderer, oder mehrere, den Sack mittels unten an einem Ringe befestigter Zugleinen vorwärts ziehen. Die Arbeiter stehen dabei auf einem Floss, und entleeren den Bagger in ein nebenstehendes Boot (Gründung der Kettenbrücke über den Neckar bei Mannheim) (HZ. 1851—52, Bl. 13).

„ „ Fig. 5—5_c. Winden-Löffelbagger, verwendet bei der Gründung der Kaimauern bei Mulatière. Die Baggerschaufel hat hier die Form eines löffelartigen Gefässes aus Blech, woran vorne zur Anbringung der Hubkette ein Bügel, und an der Rückseite zur Befestigung einer zweiten, das Zurückziehen des Apparates besorgenden Kette, ein Ring angebracht ist. Die Bewegung der Ketten geschieht durch zwei an den Enden des Baggerflosses angebrachte Hand-Winden, wobei der in einem Schlitz im Flosse geführte Stiel von einem Mann niedergedrückt wird. Der gefüllte Löffel wird durch eine entsprechende Öffnung unter der Winde bis über das Floss emporgezogen und mittels Schaufel entleert (NA. 1889, Pl. 27—28).

Derartige Baggerapparate werden auch in Finnland zur Vertiefung von Fahrrinnen usw. viel benutzt. Dieselben haben zwar eine verhältnismässig geringe Leistungsfähigkeit, gewähren aber den Vorteil kleiner Anschaffungs- und Unterhaltungskosten, und sind daher für kleinere Massenbewegungen vollends zweckentsprechend.

„ „ Fig. 6—6_a. Winden-Löffelbagger, angewendet bei den Hafenbauten in Triest. Derselbe war an der Seite eines Schiffes angebracht, wobei sich der Stiel über eine Rolle in dem rechteckigen Raum eines starken, auf Deck angebrachten Gerüstes bewegte. Der Apparat wurde durch drei Ketten in Bewegung gesetzt, von denen eine am vorderen Teil des Löffels befestigt war, und dessen Vorwärtsziehen und Heben bewerkstelligte. Eine andere Kette hing am hinteren Teil des Löffels und diente zum Einstellen desselben, während die dritte Kette die Aufgabe hatte, den Löffel neben der Schiffswand zu fixieren und in den Boden zu drücken.

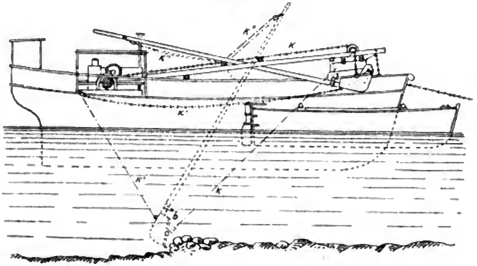
Digitized by Google

Die Entleerung des 1,4 cbm fassenden Löffels geschah durch eine Klappentür, welche aus freier Hand mittels einer Stange vom Deck aus geöffnet und geschlossen wurde. Der Bagger arbeitete bis zu 10 m Tiefe, und konnten mit demselben in 10 Stunden bis zu 80 cbm Schlamm, oder 40 cbm steinigen Bodens (Bruchstein und Kleinmaterial) gefördert werden. Die grössten damit gehobenen Blöcke hatten ein Gewicht von 1,5 t.

Wegen der verhältnismässig geringen Leistungsfähigkeit wurde aber dieser mittels Hand-Winde bewegte Bagger nur ausnahmsweise verwendet, und zwar dort, wo andere Bagger für ihre Tauchung keine genügende Tiefe fanden.

Nebenstehende Textfig. 32 zeigt einen Dampf-Löffelbagger, wie solcher gleichzeitig mit dem vorigen im Triester Hafen zur Anwendung kam.

Fig. 32.



1: 264

Dampf-Löffelbagger angewendet bei den Hafenbauten in Triest.

Auch hier befand sich auf Deck eines Schiffes ein Gerüst, bestimmt dem längs der Schiffswände arbeitenden Löffel Halt und Führung zu bieten. Die Hubkette *K* und die Einstellkette *K'* liefen über Rollen und wurden auf zwei von einer Dampfmaschine bewegten Trommeln aufgewunden, während das Spannen der das Niederdrücken des Baggers in den Boden besorgenden Kette *K''* durch einen Mann bewerkstelligt wurde.

Das Entleeren des über Wasser gehobenen Löffels geschah durch Drehung um die Stielachse, in der Weise, dass der Apparat an einer am Gerüst befestigten Kette *a b* und am Stiele seitwärts bei *b* aufgehängt wurde, wodurch sich der Löffel beim Nachlassen der Hubkette *K* um die Achse des Stieles drehte, und den Inhalt in einen untergeschobenen Materialprahm entleerte. Der Löffel hatte einen Inhalt von 1,9 cbm, und arbeitete bis xu 10 m Tiefe. Derselbe war an der vorderen Kante mit vier Zähnen von 80 mm Dicke und 180 mm Länge armiert. Die Dauer einer vollständigen Operation betrug ca. 5 Minuten, und die Leistung pro 10 Arbeitsstunden 100 cbm bei Schlamm, und 20 bis 30 cbm bei Bruchstein und Kleinmaterial. Das grösste Gewicht der geförderten Blöcke betrug 6 t (AB. 1876).

Taf. 6, Fig. 7. L ö f f e l b a g g e r gleicher Art wie der vorige, in der Ausführung der Firma O e h l e r & C o. in A a r a u.

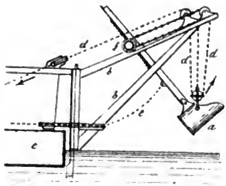
Textfig. 33 zeigt eine andere Anordnung des Dampf-Löffelbaggers als Nassbagger. Es ist dies eine ursprünglich amerikanische Konstruktion von O s g o o d

Digitized by Google

& Co. in New York, wie sie dann mehrfach auch in Europa zur Baggerung von Kanälen und bei Flussregulirungen, namentlich bei kleineren Wassertiefen mit Vorteil zur Anwendung kam. So wurde der Apparat z. B. bei der Regulirung der Drau (ÖZ. 1871, — Zdl. 1872), und in Schweden bei der Senkung des Hjelmarn benutzt (IFF. 1885).

Derselbe besteht aus einem eimerförmigen Löffel *a*, welcher mit seinem hölzernen Stiel in dem geschlitzten Ausleger *b* eines am Ende des Baggerschiffes *c* angebrachten Drehkrans geführt wird. Die Vorwärtsbewegung und das Anheben des eingestellten Löffels geschieht mittels der um eine Trommel gewundenen Hubkette *d*, während das Zurückziehen zum Einstellen des Löffels durch die Kette *e* bewirkt wird, welche Ketten durch die am entgegengesetzten Ende des Schiffes befindliche Dampfmaschine in Bewegung gesetzt werden. Gleichzeitig mit der Bewegung des Löffels wird auch der mit einer Zahnstange versehene Stiel durch das Zahnradgetriebe *f* vor- oder rückwärts geschoben. Zum Entleeren des emporgehobenen Löffels wird der Krahn seitwärts über einen Materialprahm oder gegen das Ufer hin gedreht, und durch Öffnen einer Bodenklappe entleert. Bei der Drauregulirung hatte der Ausleger 7,32 m Ausladung, der Stiel eine Länge von 10,07 m, und der Eimer 0,62 cbm Inhalt. Die Dampfmaschine hatte 14 PS und bewirkte ungef. 50 Hebungen in der Stunde. Bei günstigem Boden stieg die tägliche Leistung des Baggers bis auf 350 cbm und betrugen die Erzeugungskosten bei 16 m Transportweite 0,17 Frs. pro cbm. Die Kosten des Baggers beliefen sich auf 51000 Frs.

Fig. 33.



1: 240

Dampf-Löffelbagger von Osgood & Co.

In neuerer Zeit wurden solche Bagger auch bei der Regulirung der Donau am Eisernen Tor verwendet. Dieselben hatten einen hölzernen Schiffskörper von 24 m Länge, 8 m Breite und 2,6 m Höhe und einen Löffel von 1 cbm Inhalt, sowie eine Betriebsmaschine von 40 PS. Der Löffel konnte in 1,5 Minute einen Arbeitsgang vollführen, und förderte durchschnittlich 3,18 bis 4,33 cbm gesprengtes Steinmaterial in 1 Arbeitsstunde (Zdl. 1895).

Die gleiche Anordnung kommt auch bei Trockenbaggern zur Anwendung, wie dies aus folgenden Beispielen zu ersehen ist.

Taf. 6, Fig. 8. Exkavator von Dunbar & Ruston, und von Ruston Proctor and Co. (in Lincoln). Dieser in neuerer Zeit oft zu grossen Erdbewegungen benutzte Trockenbaggen hat die gleiche prinzipielle Anordnung wie obiger in einfacherer Ausführung auch im Trockenen angewendete Löffelbagger von Osgood.

Die in dieser Figur dargestellte Anordnung von Dunbar & Ruston wurde z. B. bei den Erdarbeiten des Panama-Kanals und des Manchester-Kanals benutzt. Der Apparat steht auf einer eisernen Plattform *F*, deren Rahmen auf vier Rädern mit doppeltem Spurkranz und ausserdem auf 6 Hebeschrauben *S* ruht, um das Gewicht besser zu verteilen und der Maschine die nötige Stabilität zu verleihen. Auf der Plattform sind hinten die Maschinen und der Kessel, und vorne der Kran *I* mit dem Schaufelapparat. Der Turm *T* dient zur Aufnahme des oberen Lagers des Kranarmes, während sich dessen unteres Lager auf der Plattform befindet und mittels einer siebenten Schraube gestützt wird.

Der Ausleger des Krans ist doppelt, so dass sich dazwischen der Stiel *A* des Baggers befindet, welcher am äussersten Ende die kübelförmige Schaufel *B* trägt. Der aus Eichenholz bestehende Stiel ist mit Eisen beschlagen, und wird mittels Ketten von einer Winde aus um einen am Auslegerarm befindlichen Dreh-

Digitized by Google

punkt vom Kranführer in verschiedene Lagen gebracht, wie es die Arbeit jeweilig erfordert, während die Hebung der Schaufel, d. h. die eigentliche Baggerarbeit, von dem bei der Maschine befindlichen Maschinisten geleitet wird. Für die Vorwärtsbewegung der Maschine dient die Winde *H*, welche die Kraft auf das vordere Räderpaar überträgt. Die Maschine hat 10 PS.

Je nach der Beschaffenheit des Bodens kann der Löffel bei einer Aufwärtsbewegung 1 1/4 bis 2 1/4 cbm Material fassen. Nach vollbrachtem Hub wird der Ausleger durch die um die Kettenscheibe *M* gelegte, und durch die Maschine angezogene Kette soweit gedreht, dass die Schaufel über den zur Aufnahme des Bodens bestimmten Materialwagen gelangt, worauf das Ausschütten durch Öffnen der Bodenklappe *L* geschieht, was durch Anziehen der Leine *cc* durch den Kranführer bewerkstelligt wird. Zur Füllung und Entleerung der Schaufel sind etwa 2/3—3/4 Minuten erforderlich. Die Leistung eines solchen Baggers beträgt ungef. 300—500 cbm in 10 Stunden. Dessen Anschaffungskosten belaufen sich auf ca. 30 000 Frs (ÖZ. 1871, 1872, Taf. 5).

Die gleiche principielle Anordnung und Leistungsfähigkeit haben auch die schon seit längerer Zeit von Ruston, Proctor and Co. in Lincoln ausgeführten Trockenbagger, wovon zum Manchester-Kanal allein 58 Stück geliefert worden sind (HZ. 1878, Bl. 745).

In neuerer Zeit hat diese Firma den Apparat dahin verbessert, dass das zur Bewegung des Stieles *A* dienende Zahnrad an der unteren Seite des Auslegers angebracht ist und direkt durch eine Zahnstange bewegt wird, die mit der Kolbenstange eines am Ausleger befestigten Dampfzylinderes in Verbindung steht (Eng. 1904, Sept. S. 296).

Taf. 6, Fig. 9. Universal-Löffelbagger von Menck & Hambrock in Altona-Hamburg, als Trockenbagger zum Abgraben von Erdmassen und Verladen derselben in Wagen, auch als Kran zum Heben von Lasten und als Greifbagger, wie solche später besprochen werden, verwendbar.

„ „ Fig. 10. Anwendung des Sackbaggers beim Absenken der Brunnen des Wasserwerkes der Westend-Gesellschaft bei Charlottenburg. Die mittels Winde bewegte Zugkette lief über eine am Brunnenringe befestigte Rolle, wodurch der mit dem Stiel niedergedrückte Bagger längs des Bodens gezogen wurde. Zum Anheben des gefüllten Baggers wurde eine zweite, gleichfalls von der Winde ausgehende, an der Rückseite des Baggers befestigte Kette angewendet. Am oberen Ende wurde der Stiel durch ein um einen Balken gewundenes Tau festgehalten.

Damit der Sack beim Hinablassen nicht vor die Schneide zu liegen komme, ist es zweckmässig denselben mittels einer an seinem Ende befestigten Schnur hochzuhalten.

Bei der Gründung der Elbebrücke bei Dömitz, wo auch dieses Verfahren zur Anwendung kam, und wo bei jedem Brunnen von 18 qm Grundfläche 2 Bagger mit zusammen 6 Mann arbeiteten, betrug die tägliche Senkung, bis zu 3 m Tiefe unter Wasser, rund 0,5 m und bis zu 6 m Tiefe rund 0,35 m. Die Kosten betrugen ausschliesslich Geräte im ersteren Falle 38,25 Mk., im letzteren 57,35 Mk., und über 6 m Tiefe 67 Mk. pro Meter Tiefe (HZ. 1882, Br.).

Bei der später besprochenen Brunnen-Gründung der Wuoksenbrücke bei Kuorikoski in Finnland, wo bei den länglichen Brunnen für die oberen Schichten der Sackbagger zur Anwendung kam, wurden durch 12 Mann täglich 4,5 bis 5,9 cbm gefördert (Tkn. 1892).

„ „ Fig. 11. Der Sackbohrer. Dieser bereits bei den Bodenuntersuchungen beschriebene Baggerapparat besteht aus einem am Stiele seitlich angebrachten, mit einer Spitze versehenen eisernen Bügel, woran ein Beutel aus dicker Leinwand von 0,01 bis 0,02 m³ Inhalt befestigt ist. Letzterer wird auch hier durch

Digitized by Google

ein Bindfadennetz geschützt. Über dem Bügel wird an einem Öhr die Hubkette zum Emporziehen des Apparates befestigt, und ist der Stiel am oberen Ende mit einer Handhabe zur Drehung versehen. Bei der Anwendung wird der Apparat in lotrechter Lage in den Boden gedrückt und gedreht, wodurch der Boden in den Sack eindringt.

Der Sackbohrer eignet sich bei weichem Boden namentlich zum Absenken von Brunnen, und können damit täglich etwa 4 bis 5 cbm Boden aus 5 m Tiefe gefördert werden.

Taf. 6, Fig. 12—12_a. Der Doppel-Sackbohrer von Diak. Derselbe hat zwei zu beiden Seiten des Stieles angebrachte Bügel mit Säcken, welche nach entgegengesetzten Seiten gerichtet sind, so dass bei der Drehung des Apparates beide gefüllt werden. Der eiserne Stiel hat viereckigen Querschnitt, und sind die Bügel mit demselben nicht fest verbunden, sondern an einer Hülse befestigt, welche längs des Stieles gleitet, und so nach Füllung der Säcke mittels einer Kette emporgezogen werden kann, ohne den Stiel zu heben. Zum Eindrücken des Apparates in den Boden dienen die an der Hülse angebrachten Gewichte *g*. Der Apparat wird auch in der Weise ausgeführt, dass derselbe unten mit einem Sperrhaken versehen ist, in welchen er beim Niedergleiten einschnappt, und der vor dem Emporziehen mittels Zugleine gelöst wird. Der untere Teil der Bügel ist zum besseren Eingreifen in den Boden etwas nach abwärts gebogen, und zuweilen auch mit angenieteten Zähnen versehen. Zur leichteren Entleerung der Säcke sind dieselben am hinteren Ende mittels einer durchgezogenen Schnur geschlossen, welche zum Entleeren nur herausgezogen zu werden braucht. Die Leistung dieses Apparates beträgt unter günstigen Verhältnissen (Sandboden), bei Anwendung von 8 Mann, ungef. 2 cbm in der Stunde, welche in 4 bis 6 Füllungen gehoben werden (Eng. 1877, S. 296).

„ „ Fig. 13—14. Der Schraubenbagger, bestehend aus einer in eine Spitze auslaufenden flachgängigen Schraube *A* aus Blech, welche am unteren Ende des eisernen Stiels befestigt ist. Oben ist der Stiel mit einer Handhabe behufs Drehens und mit einem Bügel zum Anbringen der Hubkette versehen. Die Anwendung geschieht in der Art, dass der Apparat bis zu einer gewissen Tiefe in den Boden eingeschraubt und dann emporgezogen wird, wobei die über der Schraube befindlichen Erdmassen mitgenommen werden.

Zur Minderung des Abfalls während des Emporziehens wird entweder die Schraube selbst wie in Fig. 13 mit aufgekrämpten Rändern versehen, oder erhält dieselbe wie in Fig. 14—14_a einen lose aufsitzenden Mantel *B*, welcher die Erdmassen umschliesst, und behufs Entleerens durch eine Kette hochgezogen wird (beide Anordnungen angewendet bei der Gründung der Werrabrücke bei Eschwege). Der Apparat eignet sich auch für weniger weiche Bodenarten. Unter günstigen Verhältnissen liefert derselbe bei der Anordnung Fig. 14 bei 0,6 m Durchmesser mit jedem Hub bis zu etwa 0,6 cbm Boden (ZfB. 1880, Bl. 44).

Bei der Gründung der vorgenannten Wuoksenbrücke bei Kuorikoski wurde auch ein Schraubenbagger von 700 mm Durchmesser entsprechend Fig. 14 angewendet, der aber dort ein sehr ungünstiges Resultat ergab. Der Boden bestand aus Kies, und wurden von 12 Mann täglich nur 1,9—2,75 cbm gefördert. Die Kosten stellten sich auf 10,4 Frs für 1 cbm (Tkn. 1892).

„ „ Fig. 15—15_c. Die indische Schaufel. Dieser namentlich zu Brunnensenkungen geeignete Baggerapparat besteht aus einer Blechschaufel von ungefähr 0,5 × 0,6 m Fläche, welche mit aufgekrempten Rändern versehen, und am Ende des Stiels um ein Scharnier drehbar ist, so dass dieselbe in vertikaler Stellung (Fig. 15_a) in den Boden gedrückt, dann durch Anziehen der Windekette *b* in die wagrechte Stellung gedreht (Fig. 15_b), und mit dem aufgegrabenen Material

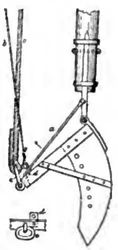
Digitized by Google

gehoben wird. Zur Erlangung der nötigen Steifigkeit gegen Ausknicken beim Eindrücken in den Boden wird die Schaufel entsprechend Fig. 15_a durch eine an der vorderen Seite angebrachte, vom Stiele ausgehende Rückhaltkette *c* am Überdrehen nach rückwärts gehindert, während sie gleichzeitig durch die an der Rückseite angebrachte Stopfkette *a* angezogen und mittels derselben niedergelassen wird.

Bei der Weichselbrücke bei Thorn wurden Brunnen von $4{,}98$ m innerem und $6{,}6$ m äusserem Durchmesser mit zwei solchen Apparaten in 10 Arbeitsstunden um $0{,}31$ m gesenkt, dem ein Materialaushub von ungef. 20 cbm entsprach. Dabei wurden für jede Schaufel 4 Arbeiter an der Winde, 1 Arbeiter an der Stopfkette, 2 Mann zum Entleeren der Schaufel und zum Verkarren des Materials, sowie 1 Arbeitsleiter, also zusammen 8 Mann beschäftigt.

Eine andere Anordnung, verwendet bei den Senkbrunnen der Brücke über die Saale bei Weissenfels, zeigt Textfig. 34. Hier kamen die Rückhalt- und Stopfkette in Wegfall, und wurde statt dessen eine steife Stange *a* benutzt, welche vorne in einen besonders angenieteten Blechlappen *d* eingehakt, und zum Drehen der Schaufel mit der Zugleine *b* ausgerückt wurde, während das Senken und Heben des Apparates mittels des Windetaues *c* geschah (HZ. 1878 Bl. 732).

Fig. 34.



1:25

Indische Schaufel.

Die gleiche Anordnung wurde auch bei den Senkbrunnen der Wuoksenbrücke bei Kuorikoski angewendet, und zwar mit wesentlich besserem Resultat als bei Anwendung des Sack- und des Schraubenbaggers. Bei 10 Mann Bedienung wurden täglich $3{,}15$ bis $3{,}50$ cbm Kies gebaggert, mit einem Kostenaufwand von $6{,}25$ Frs pro 1 cbm, was aber immer noch wesentlich teurer war als bei Benutzung des Eimerbaggers (Tkn. 1892—vergl. ZfB. 1880, S. 245).

Taf. 6, Fig. 16. Amerikanischer Schraper von Doty für Pferdebetrieb. Diese in Amerika als Trockenbagger bei der Herstellung von Eisenbahnen, Strassen, Deichen usw. viel benutzte Vorrichtung besteht aus einem schaufelförmigen Blechkasten, der durch ein oder zwei vorgespannte Pferde bewegt und dabei durch den Pferdelenker wie ein Pflug durch hinten angebrachte Handhaben geleitet wird. Dieselben werden mit schlittenartigem Bodenleisten, oder mit Laufrollen versehen, oder an einem zwei- oder vierrädrigen Wagengestell angebracht (bezw. Radschraper und Wagenschraper). Es muss aber zur Anwendung der Schraper der Boden vorher in anderer Weise gelöst werden, wozu am vorteilhaftesten der Pflug benutzt wird. Nach Lavoinne & Pontzen können damit in 10 Arbeitsstunden etwa 35 bis 50 cbm Erdboden gebaggert und auf etwa 60 m Entfernung transportiert werden, und betragen die Kosten bei einer Transportlänge von 30 bis 60 m zwischen etwa $0{,}5$ bis $1{,}0$ Frs f. d. cbm (L & P. I, S. 105—HZ. 1891, S. 22, Bl. 4).

„ „ Fig. 17—17_a. Neuerer Schraper mit Kranbetrieb (Page Excavator). Der Apparat wird sowohl als Trockenbagger als auch als Nassbagger benutzt. Fig. 17_a zeigt die Anordnung der Schaufel, die durch Drahtseile bedient wird. Aus Fig. 17 sind die verschiedenen Stellungen derselben während des Baggerns zu ersehen (Engg. Nws. 1905, I, S. 216).

„ „ Fig. 18. Neuere Anwendung von Schrapers mit elektrischem Betrieb zur Baggerung des Bodens als Vorbereitung des Untergrundes bei Eisenbahnen usw. Hierbei kommen elektrische Luftleitungen wie bei den Strassenbahnen zur Anwendung (Annual Report of the Board of Regents of the Smithsonian Institute 1903, S. 275—Telpherage).

Digitized by Google

2. Eimerbagger.

Die Eimerbagger oder Eimerkettenbagger, bestehen aus einer endlosen, um zwei oder drei Kettentrommeln (Prismen) geschlungenen Doppelkette, woran in bestimmten gegenseitigen Abständen eimerartige Gefässe (Baggereimer, Baggerkörbe) befestigt sind, welche durch Drehung der einen Trommel mit der Kette in Bewegung gesetzt werden, und bei der Berührung mit dem Boden diesen mitnehmen, emporfördern und in eine Schüttrinne (auch Schuttrinne oder Schlammrinne genannt) entleeren. Die Trommeln sind an einem Rahmen (Baggerleiter, Eimerleiter, Schlitten) angebracht, welcher entweder in senkrechter oder in geneigter Lage zum Boden niedergesenkt wird, demnach man Vertikalbagger und Bagger mit geneigter Leiter unterscheidet. Während die Vertikalbagger gewöhnlich von Gerüsten aus arbeiten, kommen die Bagger mit geneigter Leiter meistens als Schwimmbagger zur Anwendung. Die Bewegung der Eimerbagger geschieht je nach dem Umfang der Arbeit entweder durch Handbetrieb oder mittels Dampfkraft, allenfalls auch mittels Elektrizität.

a. Vertikalbagger.

Da diese Bagger im allgemeinen weniger leistungsfähig und weniger bequem anzuwenden sind als jene mit geneigter Leiter, so werden dieselben meistens nur dort benutzt, wo — wie z. B. bei Brunnensenkungen — für geneigte Bagger kein genügender Raum vorhanden ist. Die Bewegung geschieht hier meistens durch Handbetrieb mittels Kurbel und Zahnradvorgelege.

Taf. 6, Fig. 19. Vertikalbagger, verwendet bei den Senkbrunnen für die Pfeiler der Lahnbrücke bei Dorlar. Die Leiter war an einem über dem Brunnen aufsitzenden Gerüst aufgehängt, wobei dieselbe durch vier eiserne Hülsen geführt, und dadurch gegen seitliche Schwankungen gesichert war. Die Aufhängung geschah mittels durchgesteckter Bolzen die sich gegen das Gerüst stützten, und war zur Verschiebung der Leiter in vertikaler Richtung dieselbe behufs Durchsteckens der Bolzen der ganzen Länge nach mit Löchern versehen. Die Entleerung der Eimer geschah in eine Schüttrinne, welche am Anfang mit einer Klappe a versehen war, die durch einen Arbeiter mittels einer Handhabe von Beginn bis zur Beendigung der Entleerung jedes Eimers in die Stellung a_1 untergeschoben, dann aber um den Eimer passieren zu lassen wieder nach a zurückgezogen wurde. Die Bewegung des Baggers geschah von Hand mittels Kurbel und einfachen Vorgeleges (ZfB. 1880, Bl. 42).

Eine einfache Anordnung eines derartigen Vertikalbaggers wurde bei dem Senkbrunnen der Wuoksenbrücke bei Kuorikoski angewendet (Textfig. 35—35_a).

Die Leiter sass unten am Boden auf und war zur Verhinderung von Verschiebungen am Fusse mit Zapfen versehen, welche in den Boden eingriffen, während sie oben zwischen horizontalen Balken geführt wurde. Die Eimer hatten einen Fassungsraum von 0,[illegible] cbm.

Dieser Apparat hat sich in diesem Falle (Kiesboden) als viel zweckmässiger erwiesen als die vorgenannten Stielbagger, indem mit demselben mit 7 bis 8 Mann täglich bis zu 9 cbm Boden gefördert wurden. Die damit erreichte

Digitized by Google

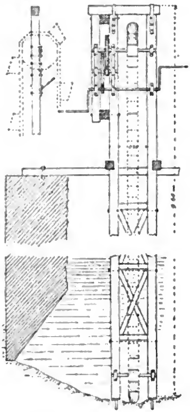
tägliche Senkung der Brunnen betrug $0,_{82}$ bis $1,_{05}$ m, während sie bei Anwendung der indischen Schaufel $0,_{37}$ bis $0,_{80}$ m, und bei Benutzung des Schraubenbaggers nur $0,_{33}$ bis $0,_{74}$ m betrug (Tkn. 1892).

Taf. 6, Fig. 20. Fahrbarer Vertikalbagger der Firma Oehler & Co. in Aarau. Diese für Handbetrieb eingerichteten Bagger haben einen eisernen Rahmen, und ist die Eimerkette zum Aufreissen des Bodens mit Klauen *K* (sog. Wölfen) versehen.

Taf. 7, Fig. 1—1_a. Fahrbarer Vertikalbagger für Dampfbetrieb, wie solche von der Düsseldorfer Baumaschinenfabrik Bünger & Leyrer gebaut werden. Derselbe eignet sich wie der vorige namentlich zum Ausheben von Baugruben zwischen Spundwänden. Die gleiche Anordnung wird auch für Handbetrieb ausgeführt, wobei die Kettentrommel wie bei den obigen Beispielen mittels Handkurbel und Zahnradvorgelege bewegt wird.

„ „ Fig. 2. Anordnung der Schüttrinne, angewendet bei den Vertikalbaggern zur Förderung der Bodenmassen aus den Caissons bei der Gründung der Rheinbrücke bei Kehl. Das Material wurde hier von einem am Gerüste pendelnd aufgehängten Rinnenstück *A* aufgefangen, das mittels des Hebels *H* unter die Eimer geschoben, oder von denselben entfernt wurde. Zum leichteren Abfliessen des Materials wurde Spülwasser benutzt (Rž: S. 65).

Fig. 35. Fig. 35_a.



1:75

Vertikalbagger angewendet bei der Wuoksenbrücke bei Kuorikoski.

„ „ Fig. 3. Selbsttätige Bewegung der Schüttrinnen-Klappe bei Waltjen's Vertikalbagger (Pendelbagger), angewendet z. B. bei der Gründung von Kaimauern im Hafen von Hamburg. Bei diesem von der Firma Waltjen & Co. (später Aktiengesellschaft „Weser" in Bremen) ausgeführten Bagger ist die Eimerleiter nicht nur der Höhe nach stellbar, sondern kann auch um den Aufhängungspunkt gedreht werden und eine schiefe Lage annehmen, sodass durch diese gewissermassen pendelnde Bewegung der Leiter jeder Punkt der Sohle eines Senkbrunnens von den Eimern erreicht werden kann. Hierzu wird ein Zahnradsystem angewendet, das mittels Dampfmaschine in Bewegung gesetzt wird. Die Entleerung der Eimer geschieht in eine Rinnen-Klappe *r*, welche am unteren Ende durch ein Scharnier mit der festen Schüttrinne *x* in Verbindung steht, während sie mit dem oberen Ende an dem von der Leiter ausgehenden Arm *b* aufgehängt ist. Durch einen an der verlängerten Trommelwelle angebrachten Excenter *e* wird dieser Arm, und damit auch die Klappe, jedes Mal in die punktierte Lage seitwärts geschoben, wenn ein Eimer vorbeikommen soll, während sich zu Beginn der Entleerung jedes Eimers die Klappe unter denselben stellt (J.-Br.).

b. Bagger mit geneigter Leiter.

Diese Baggermaschinen werden meistens zur Vertiefung oder Herstellung von Flussbetten, Häfen und Schiffahrtskanälen, seltener zu Gründungszwecken

Digitized by Google

angewendet. Da zu ersteren Zwecken oft sehr bedeutende Bodenmengen auszuheben sind, so werden nach diesem System auch die grössten Bagger ausgeführt. So haben z. B. zwei in neuerer Zeit in Hamburg verwendete Flussbagger eine Maschinenstärke von je 300 PS, eine Leitungsfähigkeit von 2500 cbm pro Tag von 8 bis 10 Arbeitsstunden, bei Tiefen bis zu 10 m, und kosteten je 177 500 Rmk.

Nach Franzius kann bei Dampfbetrieb die Leistung der Bagger mit geneigter Leiter bei etwa 5 m Tiefe für gemischten Boden etwa bis zu 5 cbm pro Stunde und Pferdekraft angenommen werden. Bei grösserer Tiefe, Tonboden und festem Sandboden entsprechend weniger, sodass bei 10 m Hubhöhe 1,5 bis 3 cbm pro Stunde und Pferdekraft als gute Leistungen anzusehen sind.

Die beste Geschwindigkeit der Kette beträgt etwa 0,2—0,25 m pro Sekunde. Zur Schonung des Triebwerkes gegen Stösse beim Anfahren der Eimer gegen harte Gegenstände, werden entweder Friktionskupplungen vorgesehen oder es wird ein Zahnrad mit Holzkämmen eingeschaltet, welche bei zu grossem Widerstand abbrechen.

Im allgemeinen bestehen diese Bagger aus einem meistens eisernen, hufeisenförmigen Baggerschiff, in dessen Schlitz (Baggerkanal) sich die Baggerleiter befindet. Letztere besteht bei grösseren Baggern aus zwei Blechträgern, zwischen denen sich an den Enden je eine Kettentrommel befindet, und welche Träger an der oberen Kante als Unterlage für die darüber gleitende Kette mit Rollen besetzt sind, während die Kette auf der unteren Seite schlaff niederhängt, wodurch zwei bis drei Eimer gleichzeitig den Boden berühren. Die Kette soll weder zu schlaff noch zu straff hängen, da im ersteren Falle die Bewegung sprung- und ruckweise geschieht, im letzteren dagegen die Eimer nicht gut gefüllt werden.

Die Leiter ist am oberen Ende um eine Achse drehbar, welche bei älteren Baggern mit jener der Kettentrommel zusammenfällt, um durch die Bewegungen der Leiter ein Ausrücken der Zahnräder zu verhüten. Bei neueren Baggern ist jedoch die Schwingungsachse der Leiter meistens tiefer angeordnet, um eine Verschiebung der Leiterlagerung nach unten zu ermöglichen. Diese Verschiebung wird notwendig, wenn die durch Abnutzung der Bolzen und Bolzenlöcher sich ergebende Verlängerung der Eimerkette ausgeglichen werden soll. Am unteren Ende ist die Leiter mittels Ketten an einer über Deck befindlichen Winde aufgehängt, deren Bewegung bei kleineren Baggern von Hand, bei grösseren jedoch mittels Dampfkraft geschieht.

Die Ausschüttung des Baggerbodens geschieht bei kleinen Baggern nach hinten, bei grössern Baggern aber in zwei, der Quere nach zu beiden Seiten des Schiffes ablaufende Schüttrinnen, welche abwechselnd benutzt werden, so dass während der Verwendung der einen, der darunter gestellte Materialprahm gefüllt wird, auf der anderen Seite ein leerer Prahm in Bereitschaft gestellt wird. Hierzu

Digitized by Google

dient eine Drehklappe durch deren Umlegen das Material der einen oder der anderen Rinne zugeführt wird. Der untere Teil der Rinne ist um Gelenke beweglich, um bei Nichtanwendung zur Sicherheit gegen Beschädigung gehoben werden zu können. Bei festem Boden müssen die Schüttrinnen zur selbsttätigen Abführung der Massen wenigstens eine Neigung von 40—50° gegen die Horizontale erhalten, widrigenfalls eine besondere Zufuhr von Wasser zur Spülung der Rinnen erforderlich ist.

Taf. 7, Fig. 4. Schwimmender Handbagger einfacher Art von Bünger & Leyrer in Düsseldorf. Dieser für Fluss-Regulierungsarbeiten in kleinerem Masstab, Kies- und Sandbaggerungen usw. anwendbare Bagger hat eine vorgreifende Baggerleiter, und ist dadurch sich selbst freibaggernd. Hierbei dient die Winde W_1 für die seitlichen Bewegungen, und W_2 zum Vorschieben des Baggers, mittels der in entsprechenden Entfernungen im Boden verankerten Ketten K, K_1 und K_2.

„ „ Fig. 5. Handbagger der Schiffs- & Maschinenbau-Aktiengesellschaft vorm. Gebr. Schultz in Mannheim. Derselbe hat ein eisernes mit Holz gedecktes Schiff von ca. 7 m Länge und 3 m Breite, und arbeitet bis zu 3—4 m Tiefe. Zum Betrieb des Eimerwerks sind je nach dem Material 2 bis 4 Mann erforderlich, und beträgt die stündliche Leistung 3 bis 4 cbm. Die Seiten und Längsbewegung des Baggers geschieht auch hier mit Windenbetrieb.

Mit solchen Handbaggern, deren Eimer etwa 5 bis 50 Liter Inhalt haben, können täglich bis zu etwa 50 cbm Boden gefördert werden.

„ „ Fig. 6. Kleiner Dampfbagger von Bünger & Leyrer in Düsseldorf, wobei eine kleine liegende Dampfmaschine mit stehendem Dampfkessel angewendet wird. Der gleiche Bagger kann auch für Handbetrieb eingerichtet werden, wobei die Riemenscheibe R durch ein Zahnrad mit Kurbeln ersetzt wird, die von zwei auf beiderseitigen Plattformen A stehenden Arbeitern gehandhabt werden.

„ „ Fig. 7. Grosser Dampfbagger, ausgeführt von der Schiffs- & Maschinenbau-Aktiengesellschaft vorm. Gebr. Schultz in Mannheim, von denen mehrere beim Bau des Nord-Ostsee-Kanals in Anwendung waren. Derselbe hat ein Schiff von 34 m Länge, 7,5 m Breite, 10 m Baggertiefe und 1,4 m Tiefgang, und ist mit einer Eimerleiterwinde mit besonderer Dampfmaschine, zwei vorderen und zwei hinteren Seitenwinden, einer Voraus-Winde und einer Hinter-Winde versehen, die sämtlich für Maschinen- und Handbetrieb eingerichtet sind. Die Leistung des Baggers beträgt ungef. 240 cbm in der Stunde.

„ „ Fig. 8. Verankerung des Baggerschiffes. Zur Sicherung der ruhigen Lage der Schwimmbagger während der Arbeit werden dieselben in der Längs- und Querrichtung durch Ankerketten verankert. Da durch das Eingreifen der Eimer in den Boden das Baggerschiff nach hinten geschoben wird, so muss dasselbe vor allem in der Richtung der Leiter durch ein sog. Vorderanker oder Hauptanker verankert sein, das einige hundert Meter von der Baggerstelle stromaufwärts verlegt wird. Zur Vermeidung von Schwankungen wird ferner das Baggerschiff ausserdem noch nach hinten durch ein Hinteranker, sowie nach den Seiten durch vier Seitenanker befestigt.

Beim Ausheben grösserer Flächen wird dann in Streifen der Breite nach gebaggert und das Baggerschiff a bei genügender Wassertiefe parallel zu sich selbst allmählich in die Stellungen a_1 und a_2 verschoben. Bei ungenügender Wassertiefe wird der Bagger nebst seitlicher Verschiebung auch noch geschwenkt,

Digitized by Google

um die Untiefen mit der vorragenden Leiter zu erreichen. Erst nach Bestreichung der ganzen Breite wird der Bagger in der Längenrichtung verschoben. Die seitliche Bewegung geschieht entweder ruckweise, oder besser allmählich durch die Dampfmaschine, um etwa 0,5 bis 4 cm in der Sekunde. Im letzteren Falle ist die Anordnung getroffen, dass durch entgegengesetztes Aufwinden der beiderseitigen Ankerketten auf die auf gemeinsamer Welle sitzenden Trommeln die Ankerketten der einen Seite verkürzt, und diejenigen der entgegengesetzten Seite um ebensoviel verlängert werden.

Taf. 7, Fig. 9—10. Böschungsbagger beim Bau des Nord-Ostsee-Kanals. Dieselben wurden ausschliesslich für die Herstellung der Uferböschungen verwendet. Die Anordnung Fig. 9 war ein Eimerbagger mit Spüleinrichtung zur Herstellung der Böschungen über der Unterberme. Die Eimerleiter war im oberen Teil fest, im unteren beweglich. Um das Heben und Senken der Eimerkette zu erleichtern, wurde der bewegliche Teil nur so lang gemacht, als zur Herstellung der Berme und der Uferböschung erforderlich war. Das Baggergut wurde in eine über Deck in der Längenachse des Baggers hergestellte Holzrinne geschüttet und durch eingepumptes Wasser nach hinten in die Förderschuten gespült. Um den Bagger im richtigen Abstand vom Ufer zu halten wurde er mit Ketten und Leitrollen an einer am Ufer verankerten Schiene geführt. — Bei dem Bagger Fig. 10 fuhr das Gerüst mit dem einen Ende auf einer am Ufer parallel mit der Uferkante verlegten Schiene und stützte sich mit dem anderen Ende auf zwei unter einander verbundene schwimmende Prahme. Entsprechend den Schwankungen in der Höhe des Wasserspiegels war diese letztere Unterstützung mittels Schrauben stellbar. Die Eimer hatten 30 Liter Fassungsraum, und geschah die Bewegung durch eine Dampfmaschine von 8 PS. Die Ausschüttung des Baggergutes geschah hier in untergeschobene Rollwagen.

Diese beiden Bagger, wurden von der Lübecker Maschinenfabrik geliefert, und haben sich als sehr zweckmässig erwiesen (ZfB. 1897, S. 295).

„ „ Fig. 11—17. Konstruktion der Baggereimer und der Ketten. Die Eimer erhalten meistens einen Inhalt von etwa 0,1 bis 1,0 cbm und bestehen aus Blech von etwa 8 bis 12 mm Dicke, nebstdem sie durch eine Stahlschneide, bestehend aus einem Blechstreifen von grösserer Dicke (bis zu etwa 25 mm), verstärkt (Fig. 12—14), oder bei steinigem Boden mit angenieteten Zähnen (Zinken) besetzt werden (Fig. 15). Zum Ablaufen des Wassers sind die Eimerwände gewöhnlich durchlöchert (Fig. 14), oder es können bei steinigem Boden auch die Wände aus einzelnen Stäben mit Zwischenräumen gebildet sein (Korbeimer). Hierbei besteht der Boden des Eimers entweder aus Blech (Fig. 16) oder wird auch dieser von den Stäben gebildet (Fig. 17). Es wird dann gewöhnlich nur jeder zweite bis fünfte Eimer als Korbeimer, die anderen aber als gewöhnliche Blecheimer ausgebildet, nebstdem zum Losreissen der Steinmassen manchmal doppelte Klauen (Wölfe) aus Stahlguss an der Eimerkette angebracht werden (Cl. 1895).

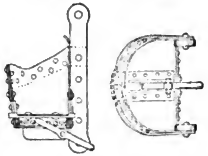
Der Querschnitt der Eimer ist gewöhnlich halbkreisförmig oder elliptisch, selten rechteckig oder von anderer Form. Zur Erleichterung des Ausschüttens sind die Eimer nach hinten zu enger, und zwar umso mehr, je mehr klebig der Boden ist. Für besonders zähen Boden werden auch Eimer mit beweglichem Boden angewendet, wobei letzterer den Inhalt selbsttätig hinausschiebt. Eine solche Anordnung zeigt die in Textfig. 36—36_a dargestellte Konstruktion von Lutzer. Hierbei besteht der Boden aus einer losen Platte, gegen welche sich ein doppelarmiger Hebel stützt, der, wenn der Eimer in die Stellung zum Ausschütten gekommen, mit dem längeren Arme gegen eine am Gerüste angebrachte Knagge stösst, während der andere die Bodenplatte vorwärts schiebt, und dadurch das Material aus dem Eimer hinausdrängt (Zdl. 1874).

Die Befestigung der Eimer an den Ketten geschieht in verschiedener Weise.

Digitized by Google

Entsprechend Fig. 11—11_b werden hierzu zwei besondere geschmiedete Schienen von **T** förmigem Querschnitt verwendet, welche am Eimer angenietet, und für den Anschluss der Kettenglieder mit gabelförmigen Enden versehen sind. Eine ähnliche Anordnung zeigt auch Fig. 12 (Bagger „Wall“, verwendet im Hafen von Triest, siehe AB. 1876), wobei die Enden der Befestigungsschienen einfache Augen haben. Wegen der schwierigen Anfertigung solcher **T** förmiger Schienen ist es aber einfacher die gewöhnlichen Kettenglieder entsprechend Fig. 15 & 14 mittels angenieteter Winkeleisen am Eimer zu befestigen. Es werden aber auch Eimerwand und Schienen aus einem einzigen Gusstahl-Stück hergestellt. Eine solche Anordnung hatten z. B. die Eimer der bei der Regulierung der Donau am Eisernen Tor angewendeten Eimerbagger. Dieselben hatten 0,25 cbm Inhalt, und waren zur Baggerung von Steinmaterial mit 3 kräftigen Stahlzinken von 170 mm Dicke versehen. Ihr Gewicht betrug 2,25 t. (Zdl. 1886, S. 469—1895—1902, I, S. 552).

Fig. 36. Pig. 36_a.



1 : 30

Baggereimer mit beweglichem Boden.

Die Länge der Kettenglieder beträgt etwa 0,7 bis 1,0 m, und werden dieselben gewöhnlich aus Stahl hergestellt, oder wenigstens mit stählernen Büchsen versehen. Die Glieder bestehen abwechselnd aus einfachen und doppelten Flacheisenstäben mit verstärkten Gelenkaugen.

c. Trockenbagger.

Man versteht unter Trockenbaggern solche Baggermaschinen, welche dazu bestimmt sind im Trockenen zu arbeiten, und die daher nicht auf Schiffen, sondern auf Wagengestellen aufgebaut, und längs Gleisen verschiebbar sind. Dieselben sind meistens Eimerkettenbagger oder Stielbagger, letztere von der früher beschriebenen Art, und werden meistens für den Aushub grösserer Einschnitte bei Schifffahrtskanälen usw. benutzt.

Taf. 7, Fig. 18—21. Trockenbagger (Exkavator) von Couvreux, nach der Ausführung der Lübecker Maschinenfabrik. Dieser zuerst von Couvreux beim Bau des Suezkanals und beim Donaudurchstich bei Wien zur Anwendung gebrachte Bagger, besteht aus einem auf einem dreischienigen Gleise laufenden Wagengestell, auf welchem die zur Bewegung der Eimerkette und zur Verschiebung des Gestelles benutzten Maschinen untergebracht sind, und von wo aus mittels eines Ausleger-Krans die Baggerleiter mit der Eimerkette so ausgehängt ist, dass die Eimer mit der abzubaggernden Böschung in Berührung kommen. Je nachdem sich die letztere über oder unter dem Gleise befindet sind diese Bagger bezw. als Hochbagger (Fig. 18 & 21) oder als Tiefbagger (Fig. 19 & 20) angeordnet. Bei den ersteren geschieht die Bewegung der Eimerkette in gleicher Weise wie bei den Nassbaggern, nämlich über der Baggerleiter nach oben, bei den letzteren jedoch umgekehrt. Das Ausschütten des Baggergutes geschieht an der Rückseite in die auf einem besonderen Gleis aufgestellten Transportwagen *w*, welche mittels Lokomotive im Verhältnis des Füllens verschoben werden. Dieses Gleis befindet sich entweder ausserhalb des Baggergleises (Type

Digitized by Google

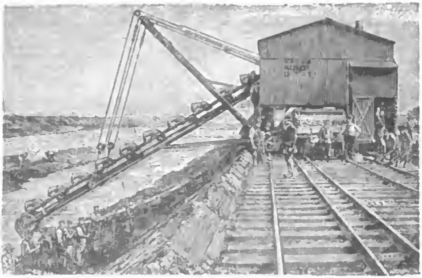
A, Fig. 18 & 19) oder innerhalb desselben, sodass die Materialzüge unter dem portalartig gestalteten Bagger durchfahren (Type *B*, Fig. 20 & 21) *).

Bei den Tiefbaggern kann infolge der unter der Baggerleiter von unten nach oben gehenden Bewegung der gefüllten Eimer um die obere Kettentrommel das Ausschütten derselben nicht wie bei den Nassbaggern durch die Eimermündung stattfinden, sondern geschieht dies an der Rückseite des Eimers bei *b* (Fig. 19_a), indem derselbe auf jener Seite nur in der vorderen Hälfte mit einer festen Wand geschlossen ist, während er sich mit der hinteren Hälfte gegen eine an der Kette befestigte Platte *a* anlehnt, so zwar dass der Eimer um ein am Ende dieser Platte angebrachtes Scharnier drehbar ist. Während sich nun der Eimer bei der Bewegung längs der Leiter an diese Platte fest andrückt, und dadurch ein Entweichen des Baggergutes an jener Stelle nicht möglich ist, öffnet sich derselbe bei der Bewegung um die obere Trommel an der Rückseite, und entleert das Material in die untergeschobene Schüttrinne.

Der Baggerwagen wird im Verhältnis des Fortschreitens des Baggerns auf dem Gleis durch eine besondere Maschine allmählich vorwärts geschoben. Der von Couvreux bei obgenannten Arbeiten angewendete Exkavator hatte zwei Maschinen von bezw. 3 und 25 PS, wovon die kleinere zum Fortbewegen des Wagens und die andere zur Bewegung der Eimerkette diente. Bei einer Hubhöhe von 5 m wurden durchschnittlich 4,7 cbm pro Stunde und Pferdekraft gefördert.

Textfig. 37 zeigt einen solchen von der Lübecker Maschinenfabrik gelieferten Bagger beim Bau des Manchester-Kanals. Wie aus der Figur zu ersehen wurde hier der Böschungsboden vor dem Baggern von Hand mittels eiserner Stangen gelockert.

Fig. 37.



Trockenbagger der Lübecker Maschinenfabrik beim Bau des Manchester-Kanals.

Die Firma liefert solche Trockenbagger in 3 Grössen, von 500 bis 3000 cbm Leistung pro 10 Stunden.

Taf. 8, Fig. 1. Vorrichtung zur Verteilung des Baggergutes bei obigen Trockenbaggern, angewendet beim Bau des Nord-Ostsee-Kanals. Diese Vorrichtung ist so beschaffen, dass der zwischen den Wagenkasten befindliche Zwi-

*) Beim Bau des Nord-Ostsee-Kanals waren 24 derartige Trockenbagger nach Type *B* für schweren Boden (Mergel mit zahlreichten grossen Granitfindlingen) und 2 nach Type *A* für leichten Boden in Anwendung.

Digitized by Google

schenraum durch eine am Bagger angebrachte Schüttklappe überbrückt ist, sodass ein Wagenkasten nach dem anderen durch den langsam dahin laufenden Bagger gefüllt wird, ohne dass viel Boden auf das Gleise fällt, und ohne dass es nötig ist den Zug zu bewegen. Die Fahrgeschwindigkeit und Fördermenge des Baggers entsprechen dem Fassungsraum und der Länge der Wagen. Die Eimer schütten das Baggergut in die Schüttrinne *M*, aus der es je nach der Stellung der Klappe *K*, die durch den Hebel *H* umgelegt wird, in den Wagen I oder II fällt. Auf diese Weise wird die Baggerarbeit unabhängig von der schwer zu regelnden Bewegung des Zuges (ZfB. 1897, S. 279).

3. Schaufelkettenbagger und Radbagger.

Bei diesen, nur für sehr weichen Boden anwendbaren Baggerapparaten wird derselbe in einer schiefen Rinne mittels Schaufeln emporgefördert, die entweder wie bei den Eimerkettenbaggern an einer endlosen Kette, oder am Umfange eines Rades angebracht sind. Dieselben wurden früher namentlich in Holland (mit Göpelbetrieb) viel angewendet, sind aber gegenwärtig der geringen Leistungsfähigkeit wegen weniger gebräuchlich.

Taf. 8, Fig. $2-2_a$. Schaufelkettenbagger, bestehend aus einem Baggerschiff mit innerem Schlitz, in dem sich der aus Baggerleiter mit den Kettentrommeln, der darüber geschlungenen Doppelkette mit den hölzernen Schaufeln (Fig. 2_a), und der hölzernen Rinne bestehende Apparat befindet. Das geförderte Material fällt ummittelbar in einen untergestellten Prahm (S.).

" " Fig. 3. Radbagger. Auch hier kommt ein Baggerschiff mit Schlitz zur Anwendung, worin sich ein hölzernes Rad mit radialen Schaufeln nebst Materialrinne befindet. Zur Erreichung verschiedener Tiefen ist das Rad in vertikaler Richtung stellbar (S.).

4. Greifbagger.

Die Greif- oder Kranbagger bestehen dem Wesen nach aus einem zwei- oder mehrtheiligen Baggergefäss (Greifer), welches in offenem Zustand an einer von einem Ausleger-Kran ausgehenden Kette (oder einem Drahtseil) hängend in den Boden versenkt, dann durch Anziehen einer anderen oder derselben Kette unter Erfassung des Bodens geschlossen, und in gefülltem Zustand emporgezogen wird. Derartige Bagger werden namentlich bei beschränktem Raum wie in Baugruben, beim Brunnensenken usw. mit Vorteil benutzt. Dieselben haben nebst dem Vorteil geringer Raumerfordernis auch den Vorteil grosser Bequemlichkeit und stets gleich leichter Verwendbarkeit bei verschiedenen Tiefen.

Taf. 8, Fig. 4—5. Exkavator von Milroy. Dies ist einer der ältesten Greifbagger, und besteht aus einem achtkantigen Blechgefäss *a* (Fig. 4), dessen Boden aus 8 sektorförmigen Scharnier-Klappen *g* zusammengesetzt ist, welche entweder das Gefäss offen lassend vertikal niederhängen, oder mittels der Ketten *f* angezogen werden, und dadurch das Gefäss schliessen. Diese Klappenketten laufen zu einer an der Krankette *d* aufgehängten Platte *e* zusammen. Zum Aufhängen

Digitized by Google

des Apparates in offenem Zustand dienen die zu einem Ring *i* zusammenlaufenden Ketten *b*, welcher Ring am Haken *n* eines an der Krankette angebrachten Hebels *c* angehängt ist.

Der Apparat wird in diesem Zustand durch freien Fall in den Boden versenkt, wobei sich die Klappen in das Erdreich einbohren, worauf der Haken *n* mittels der Zugleine *l* ausgelöst und durch Anziehen der Krankette zuerst der Apparat geschlossen, und dann gefüllt emporgezogen wird. Um das Gefäss mehr in den Boden zu drücken, als es durch das Eigengewicht geschieht, kann dasselbe durch Anziehen der seitlichen Ketten *h*, welche von der oberen Kante des Gefässes ausgehend über die festen Rollen *k* geführt sind, niedergezogen werden. Diese Rollen können entweder an besonders niedergesenkten Gerüststangen, oder beim Absenken von Brunnen am Brunnenkranz befestigt werden. — Fig. 5—5_a zeigt eine andere Anordnung des gleichen Apparates, wie sie z. B. bei den Brunnensenkungen für die Kaimauerfundamente in Glasgow zu Anwendung kam. Die durchschnittliche Senkung, die dort bei einem Brunnendurchmesser von 2,55 m erreicht wurde, betrug 4,88 m pro Tag, die grösste Senkung in einem Tag 7,6 m (Eng. 1867—DB. 1868, S. 470—1875, S. 31).

Der Milroy'sche Exkavator ist namentlich in England viel zur Anwendung gekommen; dessen Vorzüge bestehen in einer verhältnismässig einfachen Konstruktion und leichten Handhabung. Für schweren Boden ist aber derselbe weniger geeignet als die folgenden Apparate. Im Jahre 1885 hatte der Verfasser Gelegenheit denselben beim Brunnensenken der neuen Tay-Brücke bei Dundee arbeiten zu sehen, woselbst man von dessen Leistungen sehr befriedigt war.

Taf. 8, Fig. 6—8. Priestman's Exkavator. Der Greifer besteht hier aus einem Rahmen *R* an dessen unterem Ende das aus zwei zylindersegmentförmigen oder löffelförmigen Schaufeln *S* und S_1 bestehende Baggergefäss angebracht ist. Der Rahmen ist an den Seiten mit Schlitzen versehen, worin sich ein Querbalken *B* gleitend bewegt. Derselbe steht durch vier Gelenkarme *d* mit den oberen Kanten der Schaufeln *S* und S_1 in Verbindung, wodurch beim Emporziehen des Querbalkens durch die Krankette K_1 das Baggergefäss geöffnet, bei dessen Niedergang dagegen geschlossen wird. Unter dem Querbalken sitzt ferner im Rahmen in festen Lagern eine Welle *A*, welche in der Mitte eine grössere und an den Seiten zwei kleinere Kettentrommeln trägt. Auf der grösseren Trommel ist die andere Krankette *K* aufgewickelt, während auf den Seitentrommeln zwei von Querbalken ausgehende Ketten *z*, in einer der Krankette entgegengesetzten Richtung aufgewickelt sind.

Wird daher bei schlaffer Trommelkette *K* die Querbalkenkette K_1 angezogen, so steigt der Querbalken in die Höhe, daher das Gefäss sich öffnet, nebstdem gleichzeitig die Ketten *z* abgewickelt werden, während durch die dadurch verursachte Drehnung der Welle *A* die Kette *K* auf ihre Trommel aufgewickelt wird (Fig. 6). In diesem Zustand wird der Apparat in den Boden versenkt, worauf durch Nachlassen der Kette K_1 und Anziehen der Kette *K* diese von ihrer Trommel abgewickelt wird, die Ketten *z* dagegen aufgewickelt werden, und dadurch den Querbalken *B* niederziehen, bezw. das Gefäss schliessen (Fig. 6_a & 6_b). Bei fortgesetztem Anziehen der Kette *K* wird der gefüllte Apparat bis zur gewünschten Höhe emporgezogen, über die Ausschüttungsstelle geschwenkt, und durch Anziehen der anderen Kette entleert (DB. 1886, S. 379—Zdl. 1886, S. 1000).

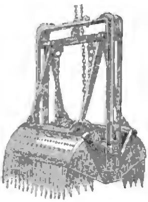
Das in diesen Figuren dargestellte Blechgefäss mit glatten Kanten wird bei weichem Boden benutzt, während es bei schwererem, namentlich steinigem Boden, entsprechend Textfig. 38 mit Zähnen versehen wird.

Für gröberes Gestein u. dgl. besteht das Gefäss statt aus Blech entsprechend Fig. 7—7_a aus eisernen, mehr oder weniger weit auseinander stehenden

Digitized by Google

Stahlzähnen. Fig. 8 zeigt die gesamte Anordnung eines solchen Greifbaggers mit einfachem fahrbarem Auslegerkran. Derselbe hat für jede der zwei Ketten eine besondere Kettentrommel.

Fig. 38.



Priestman's Exkavator.

Beim Bau einer Sperrschleuse im Hafen von Duisburg wurden bei Anwendung eines Priestman'schen Baggers bis zu 12,5 m Hubhöhe in je 3 Minuten noch 0,6 cbm Material gehoben. Die täglich geförderte Masse betrug ca. 70 cbm und kostete 0,83 Mark pro 1 cbm (CBl. 1884, S. 5—7).

Die Firma Bünger & Leyrer in Düsseldorf liefert Priestman'sche Exkavatoren bei einem Fassungsvermögen des Greifers von ca. 150, 250, 500, 1000, 1500 und 2000 kg, mit Maschine, Kessel, Ausleger und Greifer, auf 4 gusseisernen Rädern mit schmiedeisernen Achsen zur Aufstellung auf Schienengleise geeignet, zum Preise von bezw. 8000, 9200, 11 250, 13 800, 17 750 und 21 000 Rmk.

In neuerer Zeit sind derartige zweikettige Selbstgreifer auch mit verschiedenen anderen Schliessvorrichtungen zur Anwendung gekommen, von denen sich namentlich diejenigen gut bewährt haben, bei denen diese Vorrichtungen aus Flaschenzügen bestehen, wodurch der Apparat mit grosser Kraft in das Material eingreift und sich schliesst. Von diesen Selbstgreifern werden namentlich die folgenden zwei viel benutzt.

Taf. 8. Fig. 9—9_a. Selbstgreifer der Duisburger Maschinenfabrik J. Jäger in Duisburg. Die beiden Schaufeln *A* sind hier um die Achsen *L* drehbar, die im Gestell *M* gelagert sind. Durch die Gelenkarme *B* und den beweglichen Querbalken *D*, der als Belastungsgewicht dient, werden die Schaufeln über ihre Gleichgewichtslage hinaus geöffnet und in dieser Lage festgehalten. Dabei wird der Querbalken soweit hinunter gelassen, dass die Gelenkarme *B* in eine Gerade kommen, und die beiden Schaufeln nicht mehr zurück klappen können. Der Querbalken *D* bewegt sich in seitlichen Führungen *C*. Die Schliess- und Hubkette *H* endet hier in zwei Hilfsketten *G*, welche um die Rollen des Flaschenzuges geführt sind. Dieser besteht aus zwei (oder vier) losen Rollen am beweglichen Querbalken *D* und zwei Rollen am festen Querbalken *F* des Gestelles. Die Senkkette *S*, die den geöffneten Apparat zu tragen hat, verzweigt sich gleichfalls in zwei zu den Enden des Gestells geführten Hilfsketten *K* (vergl. den „Wasserbau" des Verf. IV. Teil, S. 132—Zdl. 1898, S. 62).

„ „ Fig. 10—10_a. Selbstgreifer der Mannheimer Maschinenfabrik Mohr & Federhaff. Von den zwei Ketten ist hier die Senkkette *S* am oberen Ende des Apparates zwischen den zwei Querbalken *B* befestigt, während die Hub- und Schliesskette *H* zwischen jenen Querbalken hindurch über die drei Rollen des Flaschenzuges R_1, R_2 und R_3 geführt ist, von denen die ersteren zwei, an einem mit der rechtseitigen Schaufel in Verbindung stehenden beweglichen Querbalken angebracht sind, während die letztere zwischen den festen Querbalken *B* gelagert ist.

„ „ Fig. 11—11_b. Exkavator von Bruce & Batho. Derselbe besteht aus einem halbkugelförmigen Gefäss, welches aus drei beweglichen Schaufeln zusammengesetzt ist (Fig. 11). Deren Anordnung und Wirkungsweise ist aus Fig. 11_a & 11_b zu ersehen, von denen erstere die Stellung einer Schaufel *A* bei geöffnetem, und die andere bei geschlossenem Gefäss darstellt. Hierbei sind grösserer Deutlichkeit halber die anderen zwei Schaufeln fortgelassen.

Digitized by Google

Die Schaufeln sind an doppelarmigen Hebeln *AB* befestigt, welche ihre Drehzapfen im Mittelpunkt der Kugel am unteren Ende eines Rohres *R* haben, und an deren freien Enden *B* die Gelenkstangen *BC* angreifen. Letztere sind mit dem oberen Ende an einer am Rohre verschiebbaren Hülse befestigt, welche mittels eines Keiles *K* mit dem unteren Ende einer im Rohre befindlichen Zugstange *S* in Verbindung steht. Das Rohr *R* ist behufs Verschiebbarkeit des Keiles, bezw. der Hülse der Länge nach aufgeschlitzt. Ein anderes System von Gelenkstangen *D* verbindet die Schaufeln mit einer zweiten oberhalb der früheren befindlichen Hülse *E*, welche durch ein verschiebbares Gewicht *G* belastet ist.

Der Apparat hängt an zwei Kranketten, von denen die eine mit der Zugstange *S*, nnd die andere mit der Hülse *E*, bezw. dem Gewichte *G* in Verbindung steht. Bei der Anwendung wird durch Anziehen der letzteren Kette der Apparat geöffnet und so in den Boden versenkt, worauf diese Kette nachgelassen und die andere angezogen, und dadurch das Gefäss geschlossen und gehoben wird.

Dieser Exkavator wird in verschiedenen Grössen, von 0,75 bis 1,5 m Durchmesser, mit einem Fassungsraum von bezw. 0,1—0,9 cbm ausgeführt. Bei mässiger Tiefe soll jede Operation nur ca. eine Minute erfordern, und bei den grössten Dimensionen bis zu 54 cbm in der Stunde gefördert werden können (Engg. 1881, I. S. 506).

Zur Vereinfachung des Greifapparates sowohl, als auch um die eine Trommel des Krans entbehrlich zu machen, hat man einkettige Greifbagger konstruiert, deren eine Kette alle Funktionen des Apparates verrichtet. Gegenüber dem Vorteil grösserer Einfachheit haben aber diese Apparate den Nachteil, dass sie beim allfälligen Bruch der Kette im Boden stehen bleiben, während sie sonst mit der anderen Kette empor gezogen werden können. Auch treten bei diesen Apparaten an Stelle der fortgelassenen zweiten Kette andere, mehr oder weniger komplizierte und heikle Teile, die einer baldigen Abnutzung und Reparaturbedürftigkeit unterliegen. Von den zahlreichen Apparaten dieser Art mögen die folgenden angeführt werden.

Taf. 8, Fig. 12—12_a. Einkettiger Exkavator Gatmell von H. J. Coles. Dieser Apparat, der gleichsam eine doppelte indische Schaufel bildet, besteht aus einem aus Eisenbahnschienen zusammengenieteten Gestell, und zwei an diesem Gestell um Achsen drehbar aufgehängten Schaufeln a_1 und a_2. Dieselben sind mit den von der Hubkette *K* abgezweigten Schliessketten K_1 und K_2 kreuzweise in der Art verbunden, dass die Kette K_1 über eine Rolle r_1 am Stielende der Schaufel a_1 zu der an der Rückseite der Schaufel a_2 angebrachten Oese b_2, und ebenso die Kette K_2 über die Rolle r_2 zur Oese b_1 geführt ist. Wenn die Schaufeln bei schlaffen Schliessketten sich selbst überlassen sind, so hängen sie durch ihr Gewicht nach unten (Fig. 12), was beim Hinablassen des Apparates der Fall ist, da hierbei jene Ketten durch Einhaken des am oberen Ende des Gestells angebrachten Hakens *H* in die Kette *K* ausser Tätigkeit gesetzt sind. Sobald aber der Apparat gegen den Boden stösst und die Kette *K* schlaff wird, so fällt der Haken von selbst aus, worauf beim Aufwinden die Schliessketten in Tätigkeit treten (Fig. 12_a) (Engg. 1887, I. S. 154).

„ „ Fig. 13—13_c. Exkavator von Wild. Derselbe besteht der Hauptsache nach aus den gleichen Bestandteilen wie der Selbstgreifer von Priestman, wobei aber die Senkkette fortgelassen ist, sodass die Schliess- und Hubkette *K* auch zum Hinablassen des Apparates dient. Dieselbe wird wie im früheren Falle

Digitized by Google

auf der mittleren Trommel *T* (Fig. 13) der festen Welle *A* aufgewickelt, während die Ketten *z* wie früher den beweglichen Querbalken *B* erfassen, und auf die seitlichen Trommeln t_1 und t_2 in entgegengesetzter Richtung aufgewickelt werden. Statt der fortgelassenen zweiten Krankette hat aber dieser Apparat zwei andere Bestandteile, nämlich auf dem Querbalken *B*, einen aus mehreren Teilen zusammengesetzten Kreuzkopf *k*, und einen durch zwei kurze Ketten *s* und s_1 am Kopfe des Auslegers aufgehängten Ausrückring *r*, nebstdem die Krankette *K* an einer bestimmten Stelle mit einer die Kettenglieder überragenden Nuss *n* versehen ist. Der Querbalken ist in der Mitte durchbrochen, so dass die in vertikaler Richtung etwas bewegliche Hülse *b* des Kreuzkopfes durchgeht, und ist der Querbalken an der unteren Seite mit zwei um horizontale Achsen drehbaren Daumenhebeln *l* versehen. Am Kreuzkopf befinden sich überdies zwei um horizontale Achsen drehbare Haken *h*.

Denkt man sich nun den Apparat, wie in Fig. 13—13_a, in geschlossenem Zustand, also bei abgewickelter Krankette *K* und aufgewundenen (verkürzten) Ketten *z* bis zum Ausrückring *r* gehoben, so werden sich die Haken *h* des in den Ring geschobenen Kreuzkopfs in denselben einhaken (Fig. 13_c—13_d), infolge dessen nebst dem Kreuzkopf auch der Querbalken *B* an diesem Ring aufgehängt, und die Hülse *b*, soweit es ihr Spielraum gestattet, hochgezogen ist. Wird jetzt die Krankette nach abwärts bewegt, so senkt sich das Gefäss, und öffnet sich dasselbe in Folge des Festhaltens des Querbalkens am Ring *r*, wobei die Krankette *K* wieder auf ihre Trommel aufgewickelt wird, und die Nuss *n* unter die Daumenhebel *l* gelangt (Fig. 13_d—13_e). Wird dann die Krankette wieder etwas angezogen, so wird der Kreuzkopf durch das Anstemmen der Nuss gegen die Daumenhebel gehoben, wodurch die Haken *h* aus dem Ring *r* losgerückt werden (Fig. 15), und so der ganze Apparat, jetzt durch die Nuss am Querbalken *A* hängend, in offenem Zustand in den Boden versenkt werden kann. Durch den Stoss gegen den Erdboden wird die Kreuzkopfhülse *b* nach abwärts verschoben, und treibt die Daumenhebel *l* soweit auseinander, dass beim darauf folgenden Anziehen der Krankette *K* die Nuss frei durchgezogen werden kann (Fig. 13_c). Hierdurch wird die Krankette ganz frei und wickelt sich beim weiteren Anziehen von der Trommel *T* ab, wodurch der Apparat infolge des Aufwindens der Ketten *z*, geschlossen, und dann gehoben wird. Das Öffnen des gefüllten Gefässes behufs Ausschüttens erfolgt dann wie oben geschildert, unter Benutzung des Ringes *r* (CBl. 1885, S. 190—Zdl. 1886, S. 1016).

Von ähnlicher Art sind die Selbstgreifer von Price (Eng. 1890, II, S. 433) und von Grafton (CBl. 1890, S. 156). Von anderen Anordnungen der Einkettengreifbagger möge jene von Menck & Hambrock, Altona—Hamburg, und jene der Düsseldorfer Baumaschinenfabrik Bünger & Leyrer genannt werden, von denen die letztere von folgender Art ist:

Taf. 8, Fig. 14—14_a. Einkettengreifbagger von Bünger & Leyrer. Hierbei ist der bewegliche Querbalken *B* mit einem rahmenförmigen Aufsatz *CD* versehen, dessen unterer, von zwei Schienen *s* gebildeter Teil durch einen Schlitz *b* im oberen Teil des Gestelles hindurchgeht, während der obere Teil röhrenförmig ist und in einen Kopf *D* endet. Die Befestigung des Aufsatzes am Querbalken *B* geschieht durch zwei Stäbe *a*, die am oberen Ende an kleinen Hebeln *d e* (Fig. 14_a) angreifen, sodass beim Niederdrücken des Querbalkens *B* die daumenförmigen Enden *e* dieser Hebel gehoben werden und in die Kette eingreifen, diese also festhalten.

Soll nun der emporgezogene gefüllte Greifer entleert werden, so wird die am Ausleger hängend angebrachte Ausrückgabel *G* mittels einer Stange *H* unter den Kopf *D* geschoben und die Hubkette *K* nachgelassen, infolge dessen das Gestell längs des festgehaltenen Aufsatzes, bezw. des Querbalkens *B* gleitend so lange sinkt, bis der Rahmen des Gestells auf den Querbalken stösst, dieser also

Digitized by Google

seine dem offenen Greifer entsprechende höchste Lage erreicht hat. Durch den Druck des Rahmens auf den Querbalken werden gleichzeitig die Daumen *e* in die Hubkette eingeschoben, sodass beim Abrücken der Gabel *G* der Apparat an der Kette *K* im offenen Zustand hängen bleibt. Sobald aber derselbe beim Hinablassen den Boden erreicht, wird durch den Stoss der Aufsatz *CD* so weit nach unten geschoben, dass die Daumen *e* die Kette loslassen, sodass dieselbe beim Anheben den Apparat schliesst und hebt.

Die Firma liefert solche Greifer bei einem Fassungsvermögen von $^1/_4$, $^1/_2$, $^3/_4$, 1 und 1 $^1/_2$ cbm, je nach der Konstruktion der Schaufeln zum Preise von bezw. 1825, 2450, 3000, 3625 und 4250 bis 2125, 2750, 3500, 4125 und 4875 Rmk.

Die in Fig. 14 dargestellte runde Form der Schaufeln ist namentlich für Brunnenausschachtungen geeignet.

Taf. 8, Fig. 15. Schraubengreifbagger, bestehend aus einer Schraubenspindel *S* die an einer Hubkette *K* aufgehängt ist, und zwei (event. vier) am Ende derselben in Gelenken drehbar angebrachten Schaufeln *A*, die durch Gelenkstangen *B* mit der längs der Spindel gleitenden Schraubenmutter *C* verbunden sind. Je nachdem die Spindel durch die Krücke *K* nach rechts oder nach links gedreht wird, öffnet oder schliesst sich bezw. der Apparat. Dieser Bagger zeichnet sich durch grosse Einfachheit aus, und ist namentlich zu Brunnenabsenkungen geeignet. Derselbe wurde z. B. beim Absenken tiefer Brunnen in Ottakring bei Wien in hartem Tegel mit Vorteil benutzt (ÖZ. 1900, S. 695).

5. Pumpenbagger.

Bei diesen Baggerapparaten geschieht die Bodenförderung in der Art, dass der im Wasser gelöste Boden entweder in ein geschlossenes Gefäss oder in eine Leitung mit kontinuierlicher Förderung aufgesaugt wird. Dieselben eignen sich daher im allgemeinen nur für weichen und im Wasser löslichen Boden, wie Schlamm, Sand usw. Von den zahlreichen Apparaten dieser Art mögen die folgenden angeführt werden:

Taf. 9, Fig. 1—2. Sandpumpe mit Kolben. Dieser Baggerapparat wurde zuerst im Jahre 1867 beim Brunnensenken der Jumnabrücke der Calcutta-Delhi-Eisenbahn verwendet. Später wurde derselbe von H. Gill vervollkommnet, und in dieser Form beim Senken eines Brunnens des Berliner-Wasserwerkes benutzt. Die Vorrichtung besteht aus einem zylindrischen Blechgefäss *b* mit fester Decke und lose angesetztem Boden, der nur durch vier drehbare Haken *h* festgehalten wird. In der Bodenplatte befindet sich ein Saugzylinder *a*, und in der Decke ein Kolbenzylinder *c* mit einem schweren eisernen Kolben *K*, nebstdem in der Decke ringsum 12 Ventile *v* angebracht sind. Der Apparat ist an einer Kette *F* aufgehängt, welche mittels Winde aufgezogen wird, während die Kolbenstange *S* mit einer zweiten Kette *G* in Verbindung steht, die zu einem mit Zugleinen versehenen Hebel *D* (Fig. 2) geführt ist. Bei der Anwendung wird der Apparat in den Boden gesenkt, wonach durch die an den Zugleinen angreifenden Arbeiter der Kolben wiederholt emporgezogen wird, wobei derselbe durch das Eigengewicht immer wieder zurücksinkt. Bei jedem Hub wird durch das Saugrohr *a* eine gewisse Menge Wasser mit Sand angesaugt, wobei letzterer auf den Boden des Gefässes sinkt, während das Wasser beim Sinken des Kolbens durch die Ventile *v* aus dem Gefässe hinausgedrückt wird. Nachdem durch oftmalige Wiederholung dieser Operation (100 bis 150 Hübe) das Gefäss gefüllt worden ist, wird dasselbe gehoben und entsprechend Fig. 2 auf einen untergeschobenen Rollwagen niedergelassen, durch Drehung der Haken *h* die Bodenplatte gelöst, der Mantel abgehoben, und so das Material fortgeführt. Es braucht dann nur eine neue

Digitized by Google

Bodenplatte untergeschoben zu werden, um das Gefäss sofort wieder anwenden zu können. Die seitlich angeschraubten Holzklötze dienen zum Schutz des Apparates gegen Stösse beim Emporziehen.

Die Leistungsfähigkeit dieses Apparates hat sich jedoch bei obgenannter Arbeit als nicht besonders vorteilhaft erwiesen. Es wurden bei Anwendung von 9 Mann an den Zugleinen, 2 Mann auf der Rüstung und 1 Maschinenwärter bei dem mit Dampf betriebenem Windewerk, im Mittel nur 27 cbm Boden in 10 Arbeitsstunden gefördert (DB. 1871, S. 109).

Taf. 9, Fig. 3. Wasserstrahl-Sandpumpe nach dem Injektor-Prinzip, angewendet zur Bodenförderung aus den Caissons bei der Gründung der Mississippi-Brücke bei St. Louis. Hierbei wird durch Einpressen von Wasser in das Rohr *a* bei dessen Übergang in das Rohr *c* am unteren Ende des Apparates bei *b* eine saugende Wirkung erzeugt, so dass dort der mit Wasser gemischte Boden angesaugt, und vom Wasserstrahl in das Steig- oder Förderrohr *c* mitgerissen wird (Engg. 1872, II, S. 123—HZ. 1873, S. 242—Rź. S. 38).

„ „ Fig. 4—5. Sandpumpe von J. Robertson. Dieser sog. hydraulische Exkavator beruht gleichfalls auf dem Injektor-Prinzip, und besteht aus einer *u*-förmig gebogenen Röhre *abc*, wovon der eine Schenkel nach der Mitte zu verengt, der andere dagegen erweitert und nach aussen geöffnet ist. Wird daher dieses Rohr in den Boden gesenkt und durch den Schenkel *a* Wasser eingepresst, so entsteht bei dem Übergang desselben aus dem verengten in den erweiterten Schenkel eine saugende Wirkung, infolge dessen der mit Wasser gemischte Boden bei *b* angesaugt, und in den Förderschenkel *c* mitgerissen wird. — Fig. 5 zeigt die Anwendung des Apparates bei den Senkbrunnen der Kaimauern des Stobcross-Docks in Glasgow (DB. 1875, S. 31).

„ „ Fig. 6—8. Pressluft-Bagger von Jandin. Derselbe besteht der Hauptsache nach aus einem Saug- und Förderrohr *S* und einem engeren Luftrohr *R*, durch welches komprimierte Luft eingepresst wird, und welches unten durch ein Kniestück *a* in eine ringförmige, das Rohr umschliessende Muffe *b* mündet. Letztere steht mit dem Inneren des Förderrohres durch einen ringsum gehenden, nach aufwärts gerichteten Schlitz in Verbindung, durch welchen die Pressluft in das Förderrohr eintritt, und der Behufs Regelung der Luftzufuhr stellbar ist. Wird der Apparat mit der unteren Mündung in den Boden gesenkt, und mittels einer Luftpumpe durch das Rohr *R* Luft eingepresst, so bildet sich im Förderrohr zuerst ein Gemenge von Wasser und Luft, welches, weil specifisch leichter als das umgebende Wasser, emporsteigt, und daher letzteres nebst Erdmaterial angesaugt wird. Da aber bei genügender Luftzufuhr auch das Gemenge von Wasser mit Luft und Erdmaterial leichter ist als das Wasser, so steigt in gleicher Weise auch dieses Gemenge im Förderrohr kontinuierlich empor. — Dieser Apparat hat somit eine ähnliche Anordnung und Wirkungsweise wie die vorgenannten Sandpumpen nach dem Injektor-Prinzip, unterscheidet sich aber von diesen wesentlich, ausser durch die Anwendung von Luft statt Wasser, in der Anordnung des Förderrohres, welches an der Saugstelle bedeutend weiter sein kann, und daher hier grössere Erdteile gefördert werden können als bei jenen Apparaten. So wurden mit einem solchen Apparat von 0,23 m Förderrohr-Durchmesser bei der Gründnng eines Wehres bei Saint Rambert, Steine von 10 bis 15 kg Gewicht, aus 4 bis 5 m Tiefe 2 m hoch über die Wasserfläche, und bei einer Pfeilergründung in der Rhône in Lyon, eine Kette von 18 mm Dicke und 50 kg Gewicht aus 12 m Tiefe 3 m hoch über Wasser gefördert. Hierbei wurden 100 *l* Luft in der Sekunde verbraucht.

Die beste Anwendung gestattet der Apparat beim Brunnensenken, wie dies Fig. 8 (Absenken der Brunnen einer Brücke über den Guadalquivir bei Palma del Rio) zeigt. Diese Brunnen bestanden hier aus Gusseisen und wurden

Digitized by Google

behufs Belastung soweit ausgemauert und mit Beton hinterfüllt, als es der für den Baggerapparat erforderliche Spielraum gestattete. Das Förderrohr hatte einen Durchmesser von 0,23 m und wurde für die Luftpumpe eine Maschine von 6 bis 8 PS angewendet. Aber auch zur Baggerung von Häfen und Flüssen ist der Apparat mit Vorteil benutzt worden, wobei derselbe vorne an einem, im Verhältnis des Aufsaugens des Bodens vorwärts geschobenen Schiff befestigt war. Fig. 7 zeigt eine Anordnung zum Baggern von festem Boden in Flüssen und Häfen, wobei ausser den früher genannten Teilen noch vorne ein Messer *m* zur Anwendung kommt, welches nach Art eines Pfluges den Boden aufschneiden soll, nebstdem quer über die Saugrohrmündung ein mit Löchern versehenes Blasrohr R_2 angebracht ist, welchem durch das Zweigrohr R_1 vom Luftrohr R Pressluft zugeführt, und hierdurch der Boden gelockert wird.

Versuche in der Seine, Loire usw. sollen bei Anwendung einer Luftpumpe von 6 bis 8 PS eine Leistung von 1 bis 2 cbm pro Pferdekraft und Stunde ergeben haben. Die Leistung kann aber durch Anbringung mehrerer am selben Förderrohr in gewissen Abständen über einander angebrachter Luftrohre wesentlich vermehrt werden. Für gewöhnlich kann die Förderhöhe über der Wasserfläche bis zu etwa $^1/_3$ der Wassertiefe betragen; dieselbe kann aber durch Anbringung mehrerer Luftrohre entsprechend vergrössert werden.

Im Jahre 1888 wurde ein solcher Baggerapparat von der Stadt Uleåborg in Finnland, behufs Baggerung des dortigen Hafens von Jandin bestellt, der sich aber für den dortigen Boden (festgelagerter feiner Schlammsand) nicht bewährt hat. Der Bagger, bestehend aus einem Baggerschiff mit einer Dampfmaschine von 30 PS, der Pump- und Saugvorrichtung nebst schwimmenden Rohrleitungen behufs Fortschaffung des Baggergutes, sollte auf 6 bis 7 m Tiefe baggern, und das Material bei einer stündlichen Förderung von 60 cbm auf 350 m Entfernung ablagern können. Nachdem aber die faktische Leistung nur auf ca. 13 cbm in der Stunde gebracht werden konnte, und auch nach persönlicher Hinzuziehung des Erfinders kein besseres Resultat erreicht wurde, musste von der weiteren Anwendung des Apparates ganz abgesehen, und für jene Arbeiten ein Eimerkettenbagger angeschafft werden (TFF. 1886, 1890, S. 62 – CBl. 1887, S. 78 – DB. 1887, S. 78 – GC. 1888, S. 65).

Taf. 9, Fig. 9–9_a. Zentrifugalpumpenbagger mit Druckwasser-Rührwerk, angewendet bei der Gründung von Kaimauern mittels Senkbrunnen am Vorhafen von Calais. Die Brunnen hatten eine Grundfläche von 8 m im Geviert. Zum Auflösen des aus lockerem Sand bestehenden Bodens wurden bei jedem Brunnen 12 unter den Brunnenrand geführte Druckwasserrohre *a* benutzt, von denen je 3 von einer Druckpumpe gespeist wurden. Die Förderung der aufgelösten Bodenmasse geschah durch Auspumpen mittels einer über dem Brunnen aufgestellten, mit dem Förderrohr *b* in Verbindung stehenden Zentrifugalpumpe. Fig 9_a zeigt die Anordnung des mit einer Ventilklappe versehenen Saugkorbes. Um das Festsetzen des Ventils durch Ablagerung von Sand auf demselben zu vermeiden ist das Druckwasserrohr *c* angebracht, wodurch das Ventil freigespült wird (GC. 1889 – BBl. 1890, S. 69 – DB. 1892, S. 147).

„ „ Fig. 10–10_a. Zentrifugalpumpenbagger (Kreiselpumpenbagger). Dieser von Seydel konstruierte, zuerst im Jahre 1872 in der Oder angewendete Bagger besteht aus einem Baggerschiff an dessen Ende in einem Schlitz ein Saug- oder Steigrohr *ac* angebracht ist, welches in der Mitte eine Welle, mit einem an derselben bei *c* angebrachten Schaufelrad (Kreisel), wie bei gewöhnlichen Zentrifugalpumpen enthält. Am äussersten Ende ist die Welle noch mit einem Rührwerk in Form einer mehrflügeligen Schiffsschraube zum Aufrühren des Bodens versehen. Durch die Bewegung der Welle wird daher ein Gemisch von Bodenmaterial und Wasser gebildet, welches vom Kreisel angesaugt und emporgefördert wird. Die Welle wird am oberen Ende mittels zweier Kegelräder

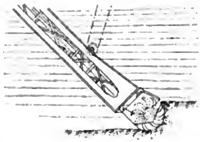
Digitized by Google

und Riemenscheibe durch die im Schiffe befindliche Dampfmaschine in Bewegung gesetzt, und die im Steigrohr emporgeförderte Masse am oberen Ende bei *a* durch ein Seitenrohr abgeleitet. Um die Lager der Welle vor Verunreinigung zu schützen ist dieselbe zwischen dem Kreisel und ihrem oberen Ende in einem engen Rohr eingeschlossen, welches an den Enden mit den Lagerkörpern verbunden ist, und mit einem Rohr in Verbindung steht, in das mittels einer besonderen Druckpumpe reines Wasser eingepresst wird, wodurch sowohl der Schlamm zurückgehalten wird, als auch die Lager geschmiert werden. Das Steigrohr ist am oberen Ende um einen Drehzapfen beweglich, während das untere Ende an einer Winde *b* aufgehängt ist, um den Bodenverhältnissen entsprechend gestellt zu werden. Der Durchmesser des Kreisels beträgt ungef. 60 cm und jener der Erweiterung des Rohres um demselben herum 90 cm. Bei Anwendung einer 10 pferd. Lokomobile und einer Geschwindigkeit des Kreisels von 400 bis 600 Umdrehungen in der Minute wurden bei einer grössten Tiefe von 9 bis 10 m in der Stunde 20 bis 50 cbm Schlamm und Sand gefördert (DB. 1873, S. 13).

In Swinemünde befindet sich ein solcher von Brodnitz & Seydel in Berlin im Jahre 1876 gelieferter Bagger, welcher bei 30 PS und 250 mm Steigrohr-Durchmesser bis zu 7 m Tiefe arbeitet, und ca. 75 cbm in der Stunde fördert. Die Förderkosten belaufen sich auf ungef. 0,22 Frs pro 1 cbm. Die Kosten dieses Baggers betrugen 107 500 Frs. (TFF. 1890, S. 64).

Später hat man jedoch bei solchen Baggern die Pumpe in das Schiff verlegt, wodurch dieselbe leichter zugänglich gemacht, und das Saugrohr einfacher wurde. So lieferten z. B. Brodnitz & Seydel nach Bremen einen derart verbesserten Kreiselpumpenbagger, wobei der Saugkopf mit zwei vorstehenden Rührscheiben versehen ist, deren Treibwellen ausserhalb des Steigrohres zu beiden Seiten desselben verlegt sind.

Fig. 39.



Vorschneider bei den Pumpenbaggern des Nord-Ostsee-Kanals.

In neuerer Zeit wurden derartige Pumpenbagger auch beim Bau des Nord-Ostsee-Kanals, an Stellen wo der Boden aus Sand, Moor und auflöslichem sandigem Lehm bestand, verwendet. Hierbei wurde zur Lockerung des Bodens am unteren Ende des 40 cm weiten Steigrohres ein Vorschneider entsprechend Textfig. 39 benutzt. Derselbe bestand aus einer horizontalen, mit sichelförmigen Messern besetzten Walze, deren Bewegung durch eine ausserhalb des Steigrohres befindliche Welle und Kegelräder geschah. Die Kreiselpumpe mit einem Kreisel von 1,5 m Durchmesser war im Schiffe untergebracht und wurde durch eine 180 pferd. Dampfmaschine bewegt. Die Mischung von Sand und Wasser geschah im Verhältnis 1 : 5 bis 1 : 10 und betrug die Maximalleistung 2000 cbm in 24 Stunden (ÖW. 1891, S. 229—ZfB. 1897, Bl. 33—34).

Die Textfiguren 40—40_a zeigen die Anordnung eines solchen Vorschneiders (désagregateur)von Vernaudon, wie selber bei grösseren Baggerungen in Frankreich und beim Panama-Kanal in tonigem Sandboden und Tonboden mit gutem Erfolg zur Anwendung kam. Derselbe besteht aus einer über dem Saugkopf *o* angebrachten Welle, welche an den Enden mit je einem Messerrad versehen ist.

Textfig. 41 zeigt eine Anordnung von Vernaudon für schwereren Tonboden, bestehend aus einem auf der Achse *g* unmittelbar aufgekeilten konischen Schneideapparat, wobei die auf den Armen *b* befestigten Messer *a* in der Querrichtung zylindrisch abgebogen, und mit je drei winkelrecht zur Drehachse ge-

Digitized by Google

stellten Quermessern *c* versehen sind, nebstdem sich am Ende des Apparates noch besondere Vorschneidemesser *d* befinden. Die Reifen *f* dienen zur Absteifung der Messer *a* (GC. 1888, Tome XIII).

Fig. 40.

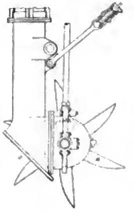


Fig. 40a.

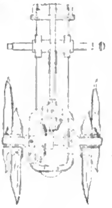


Fig. 41.

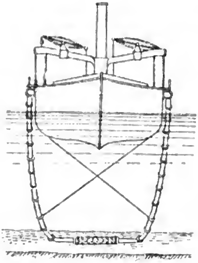


1:60
Vorschneider von Vernaudon.

Taf. 9, Fig. 11—11b. Kolbenpumpen-Bagger, angewendet im Hafen von Bremerhaven. Im Schiffe befinden sich zwei stehende Kolben-Saugpumpen von 0,55 m Durchmesser und 0,67 m Hub, die mit einem gemeinsamen Saugrohr von 0,46 m Weite in Verbindung stehen. Der breite Saugkopf (Fig. 11_a—11_b) ist an der Mündung durch eiserne Querstäbe jalousieartig abgeteilt, wodurch sowohl grössere feste Körper zurückgehalten, als auch die eindringenden Erdmassen zerkleinert werden.

Der Bagger arbeitet im Durchschnitt bis zu 7 m Tiefe und fördert bei 24 PS in 10 Stunden ca. 1700 cbm Schlick von grösserer Dichte. Die Förderkosten stellen sich im Durchschnitt auf 0,032 Rmk pro 1 cbm Schlick. Die Anschaffungskosten des Baggers beliefen sich auf 95 000 Mk (Fr.).

Fig. 42.



1:250
Kolbenpumpenbagger im Hafen von St Nazaire.

Textfig. 42 zeigt eine andere Anordnung eines Kolbenpumpenbaggers, angewendet im Dockhafen von St. Nazaire. Dieser dort bereits seit dem Jahre 1859 benutzte Bagger wird zur Beseitigung der Schlammablagerungen im Hafengebiete benutzt, und hat sich als sehr zweckmässig erwiesen. Derselbe besteht aus einem zugleich als Materialprahm dienenden Baggerschiff mit zwei zu beiden Seiten des Schiffes niederhängenden Steigrohren, welche unten horizontal abgebogen und zu einem gemeinsamen Saugkorb vereinigt sind, während sie oben mit je einer vertikalen Kolbenpumpe in Verbindung stehen. Zur Absteifung gegen seitliche Bewegungen sind die Steigrohre überdies durch ein Andreaskreuz mit einander verbunden, und die unteren Enden wie bei Fig. 11 an Winden aufgehängt.

Der zuerst erbaute Bagger dieser Art erhielt einen Laderaum von 236 cbm, und zwei später dazu gekommene je 275 cbm, mit Maschinen von bezw. 20 und 25 PS. Die Boote haben 57 m Länge, 8 m Breite und arbeiten bis auf 8,5 m Tiefe. Die Gesamtkosten des Baggers, einschliesslich Transport des Baggergutes auf

Digitized by Google

1500 m Entfernung von der Baggerstelle, und einschliesslich Amortisation und Unterhaltung, betrugen während eines Zeitraumes von 75 Monaten im Mittel 0,478 Frs pro 1 cbm Schlamm. Bei der gleichzeitigen Anwendung eines Eimerkettenbaggers, an Stellen wo obiger Apparat nicht anzuwenden war, betrugen die Kosten 0,765 Frs pro 1 cbm (DB. 1892).

Andere Anordnungen derartiger Bagger sind in neuerer Zeit z. B. im Hafen von Dünkirchen (ZfB. 1879, Textbl. P), bei dem neuen Wasserweg nach Rotterdam (ZfB. 1892, Bl. 60), auf dem Mississippi (Zdl. 1898, S. 1178) und auf der Wolga (ZfB. 1900, S. 199) zur Anwendung gekommen. Ferner sind neuere Saugbagger beschrieben in Zdl. 1902, II, S. 404, 442.

Taf. 9, Fig. 12—12a. Saugkopf beim Pumpenbagger von Jos. Edwards & C:o in New York, angewendet im dortigen Hafen. Derselbe zeichnet sich dadurch aus, dass er mit einer mittels Zugkette stellbaren Klappe *a* versehen ist, durch welche der angesaugten Masse je nach der Konsistenz des Bodens mehr oder weniger Wasser zugeführt werden kann. Die Mündung des Saugkopfes ist von 500 mm Durchmesser des Steigrohres, auf 1600 mm Weite verbreitert, und auf nur 250 mm Höhe eingeschränkt, sowie durch vertikale Rippen *b* in sechs Felder abgeteilt (CBl. 1889, S. 308).

Eine eigentümliche Anordnung des Saugkopfes haben die in neuerer Zeit in Amerika mit gutem Erfolg angewendeten Pumpenbagger von Bower (CBl. 1889, S. 117).

„ „ Fig. 13. Heberbaggerung von Leslie, angewendet bei der Gründung der Eisenbahnbrücke über den Seret-Fluss bei Barbosc in Rumänien, zum Ausschachten von eisernen Senkbrunnen (1870). Der Apparat bestand aus einem 0,21 m weiten Förderrohr *h* aus 3 mm starkem Blech, welches unten bis zur Sohle des Brunnens reichte, während es oben, durch einen über die Brunnenkante gelegten Gummischlauch als Heber, mit dem äusseren Wasser in Verbindung stand. Dieses Rohr war von einem zweiten Rohr *r* von 0,51 m Weite und 13 mm Stärke umschlossen, das am unteren Ende mit einem Bohrkopf mit 6 bis 8 radialen Schaufeln zum Auflockern des Bodens, und am oberen Ende in passender Höhe über einer im Brunnen eingesetzten Plattform *d* mit Drehbäumen behufs Bewegung des Rohres, versehen war. Durch einen Schlauch *a* wurde immer soviel Wasser in den Brunnen eingepumpt, dass darin der Wasserstand 2 bis 3 m höher erhalten wurde als ausserhalb. Sobald daher aus dem Heberrohr die Luft entfernt wurde, enstand in demselben eine Strömung, welche die aufgerührten Bodenmassen nach oben führte. Die tägliche Senkung der 4,5 m weiten Brunnen betrug 0,5 bis 1,0 m (DB. 1873, S. 85).

„ „ Fig. 14. Heberbaggerung von Leslie in verbesserter Form, angewendet bei der Gründung der Jubileumsbrücke bei Hooghiy in Ostindien (1887). Hierbei hatten die Brunnen 20,12 m Querschnittslänge und 7,62 m Breite, mit abgerundeten Enden, und waren durch 4 Querwände in 5 Abteilungen geschieden, von denen die zwei äusseren und die mittlere mit je einem solchen Apparat versehen waren. Deren Bewegung geschah hier durch ein mittels Dampfmaschine angetriebenes Zahnradvorgelege *m n*. Die Ingangsetzung des Hebers *c* geschah durch einen behufs Luftverdünnung oben angebrachten Injektor *i*. Der Apparat wurde in vertikaler Richtung durch am unteren und oberen Ende angebrachte Arme *f* und *g* geführt, die mit der Brunnenwand in Berührung waren (mittels Rollen, die längs vertikaler Schienen liefen). Der ganze Apparat war an einem Kran *k* aufgehängt, wodurch dessen Bewegungen von jenen des Brunnens unabhängig waren.

Der Bohrkopf machte 1 bis 1 $^1/_2$ Umdrehungen in der Minute, und wurde eine Senkung des Brunnens von 2,5 m in 3 bis 8 Stunden erreicht (Schw. Bztg. 1895, No. 1—TFF. 1895).

Digitized by Google

Taf. 9, Fig. 15. Druckluftpumpenbagger zum Absenken von Brunnen, angewendet in Ottakring bei Wien. Der Hauptsache nach ist hier die Einrichtung des Baggers die gleiche wie im vorigen Falle, nämlich bestehend aus einem doppelten Rohr, das unten mit einem Bohrkopf und über dem Erdboden mit Drehbäumen zur Bewegung des Bohrkopfes versehen ist. Die Förderung des durch den Bohrkopf im Wasser aufgelösten Bodens geschieht hier mittels einer Druckluftpumpe, indem durch die im inneren Rohr eingepresste Luft das Wasser im Zwischenraum zwischen den beiden Rohren nach dem bei diesen Pumpen besprochenen Prinzip emporgefördert wird. Etwa 6 m über dem Wasserspiegel im Brunnen (bei A) waren Abläufe am Förderrohr vorgesehen, aus denen das erdgemengte Wasser in ein kleines Ringbecken und weiter durch einen Schlauch in einen Bottich fiel, in dem sich der Sand absetzte, während das geklärte Wasser wieder in den Brunnen zurückliet. Der Auftrieb war hier so gross, das faustgrosse Steine mitgerissen wurden. Das Förderrohr hatte einen Durchmesser von 130 mm. Der ganze Apparat war mittels eines Flaschenzuges an einem über dem Brunnen aufgestellten Gerüst aufgehängt (ÖZ. 1900, S. 696).

6. Fortschaffung des Baggergutes.

Die Fortschaffung des gebaggerten Materials geschieht bei Nassbaggern gewöhnlich mittels Baggerprahmen, wozu entweder das Baggerschiff selbst verwendet wird, oder werden, wie dies meistens geschieht, dazu besondere, vom Baggerschiff unabhängige Prahme benutzt. In Fällen wo das Material in der Nähe der Baggerstelle abgelagert werden kann, werden hierzu auch schwimmende Rohrleitungen (Pressbagger mit Druckrohrleitungen) oder besondere, über der Wasserfläche geleitete Schüttrinnen, sog. Tragrinnen, seltener Wagentransport, oder Kombinationen von Prahmen und Wagentransport angewendet.

Bei Trockenbaggern geschieht dagegen der Materialtransport gewöhnlich mittels Wagen, oder mittels Tragrinnen behufs seitlicher Ablagerung.

a. Baggerprahme.

Je nachdem das Ausladen des Materials aus den Prahmen entweder über Wasser geschehen soll oder unter Wasser versenkt werden kann, werden für den Transport des Baggergutes entweder Prahme mit festem Boden, oder solche mit Bodenklappen oder mit Seitenklappen verwendet. Bei den ersteren geschieht das Ausladen entweder mittels Schaufeln durch Handarbeit, ohne oder mit Verkarrung, oder mittels Baggermaschinen zur Weiterbeförderung in Tragrinnen oder in Wagen, bei den Prahmen letzterer Art dagegen durch Öffnen der Klappen. Die Prahme sind entweder aus Holz oder aus Eisen, und haben die Form eines Schiffes, mit einem durch schiefe Wände begrenzten Laderaum, nebst seitlichen Lufträumen zur Erreichung der nötigen Tragfähigkeit.

Die Fortschaffung der Prahme geschieht entweder einzeln, oder meh-

Digitized by Google

rere zu Zügen vereinigt mittels Schleppdampfer, oder erhalten dieselben eigene Dampfkraft (Dampfprahme).

Taf. 9, Fig. 16—17_a. Baggerprahme mit Bodenklappen. Dieselben eignen sich für solche Stellen, wo immer soviel Wassertiefe erübrigt, dass die Klappen ungehindert geöffnet werden können. Die Klappen sind um seitliche Scharniere drehbar und in der Mitte des Schiffes an Ketten aufgehängt, welche entweder unmittelbar an darüber befindlichen Handwinden aufgewunden werden (Fig. 16—16_a), oder zuerst über Rollen, welche an einem über der Mitte des Laderaumes angebrachten bogenförmigen Kastenträger ihre Lager haben, zu den an den Enden des Schiffes befindlichen Winden geführt sind (Fig. 17—17_a). Eine weitere, z. B. bei der Weser-Korrektion angewendete Anordnung besteht darin, dass die Klappen ihre Drehachse in der Mitte des Prahms haben, und die Zugketten an den Seitenwänden des Laderaumes über Rollen an der oberen Kante zu den an den Schiffsenden befindlichen Winden geführt sind. Hierdurch entfällt der in Fig. 17 erforderliche Träger und ist dann der Laderaum ganz frei. Bei Dampfprahmen geschieht die Bewegung der Winden mittels Dampfmaschine. Die Anordnung Fig. 17 ist auch in neuerer Zeit bei Pumpenbaggern zur Anwendung gekommen, bei denen das Baggerschiff selbst als Materialprahm benutzt wird, wie z. B. bei den in Dünkirchen, und beim neuen Wasserweg nach Rotterdam angewendeten Sandbaggern (ZfB. 1879, Bl. P.—1892, Bl. 60—1897, S. 298).

„ „ Fig. 18—18_a. Baggerprahm mit Seitenklappen. Solche Prahme können dort benutzt werden, wo Bodenklappen infolge von zu geringer Wassertiefe nicht angewendet werden können. Das Ausladen ist hier — ausser bei sehr losem Material — weniger bequem, wenn nicht der Boden sehr steile Begrenzungen erhält, wodurch aber ein grösserer Teil des Laderaumes verloren geht. Die Bewegung der Klappen geschieht hier wie bei Fig. 16 (Bh.).

„ „ Fig. 19. Eiserner Baggerprahm mit Bodenöffnungen und Stöpselverschluss, nach der Konstruktion von E. Cramer, angewendet in der Oder. Die Anordnung bezweckt sowohl die Anwendung von Bodenöffnungen, dort wo infolge von ungenügender Wassertiefe Bodenklappen nicht anwendbar sind, als auch die Erreichung eines dichteren Abschlusses der Öffnungen, als dies durch Klappen möglich ist.

Dieser Prahm hat zwei trichterförmige Laderäume mit kreisförmigen Bodenöffnungen von 80 cm Durchmesser, über welchen sich die Verschlussvorrichtung befindet. Letztere besteht aus einem festen zylindrischen Gehäuse *B*, in welchem sich der aus einem Blechzylinder bestehende Stöpsel *A* auf und ab bewegt. Das Gehäuse *B* ist durch 4 angenietete Stützen an den Laderaumwänden so hoch über der Öffnung befestigt (0,36 m), dass das Baggermaterial ungehindert ausfliessen kann. Der Stöpsel ist mit Löchern *e* zum ungehinderten Durchfliessen des Wassers versehen, welches sonst das Aufziehen des Stöpsels erschweren würde. Das Aufziehen erfolgt durch einen Winkelhebel, dessen Stützpunkt auf der Achse eines Sechstelrades liegt, wobei zum vollen Aufzug der Winkelhebel um 180° gedreht wird.

Der Prahm hat eine Ladungsfähigkeit von 10 cbm. Die Entleerung erfolgt in etwa 3 Minuten (CBl. 1886, S. 309).

b. Schwimmende Druckrohrleitungen.

Wenn die Ablagerung des Baggergutes in der Nähe der Baggerstelle im Niveau der Wasserfläche, oder in geringer Höhe über derselben stattfinden soll, so kann dies bei entsprechender Beschaffenheit des Materials, wie bei Schlamm

Digitized by Google

und Sand, durch unmittelbar vom Bagger ausgehende biegsame Rohrleitungen geschehen, welche an der Wasserfläche schwimmend erhalten, und nach beliebigen Stellen, bis zu etwa 800 m Entfernung, und auch bis zu einer gewissen Höhe (etwa 4 m) über der Wasserfläche hin geleitet werden können. Hierbei werden die Massen eventuell durch Zusatz von Wasser entsprechend erweicht. Die Rohrleitungen sind entweder aus Holz oder meistens aus Eisen, werden an den Rohrenden mit biegsamen Verbindungen versehen, und in verschiedener Weise schwimmend erhalten. Am einfachsten gestalten sich dieselben bei Pumpenbaggern, wo das geförderte Material bereits die lose Beschaffenheit hat, um vom Steigrohr des Baggers unmittelbar in die Rohrleitung übergehen zu können, sodass es dann nur einer entsprechend starken Pumpe bedarf, um die Massen durch die Leitung zu pressen. Bei Eimerkettenbaggern sind zum Mischen der Massen mit Wasser und zum Einpressen derselben in die Rohrleitung besondere Vorrichtungen erforderlich.

Taf. 9, Fig. 20—21. Eimerkettenbagger mit Druckrohrleitung (Pressbagger), angewendet beim Amsterdamer Seekanal. Das vom Bagger *B* aufgegrabene Material gelangt von der Schüttrinne *R* in einen vertikalen Schacht, in welchem sich in der Höhe der Wasserfläche eine Kreiselpumpe *A* befindet, durch die das Material in die Rohrleitung *AD* eingepresst wird. *C* ist ein Drosselventil behufs Regelung der Wasserzufuhr zur Mischung mit dem Material. Fig. 20_a zeigt den Querschnitt der aus Bohlen zusammengesetzten, durch ein Balken-Floss getragenen Rohrleitung. Aus Fig. 21 ist die Anordnung dieses Baggers in der Ausführung der Firma Conrad in Haarlem zu ersehen (DB. 1870, S. 291—ZfB. 1872, S. 386, Bl. O).

„ „ Fig. 22. Eimerkettenbagger mit Druckrohrleitung, angewendet bei der Senkung des Hjelmarn in Schweden. Die Ausschüttung der Eimer *E* geschah hier in den hölzernen Trichter *R*, an dessen unterem Ende die Kreiselpumpe *A* mit der davon ausgehenden Rohrleitung *AC* angebracht war. Letztere bestand aus eisernen Röhren, welche durch Leinwandsäcke mit einander verbunden, und an einem von Tonnen *T* getragenen, mit eisernen Gelenken versehenen Floss angehängt waren (IFF. 1882, Pl. 8).

„ „ Fig. 23. Aufhängung der Rohrleitung zwischen wasserdichten hölzernen Kasten, bei den oben genannten amerikanischen Pumpenbaggern von Bower (CBl. 1889, S. 119).

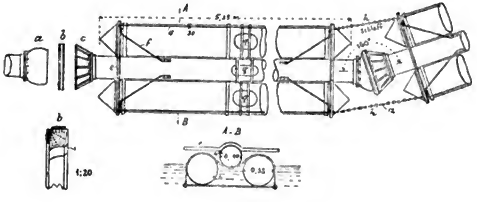
In ähnlicher Weise wurden bei den Pumpenbaggern von Vering beim Nord-Ostsee-Kanal luftgefüllte Fässer verwendet (ÖZ. 1891, S. 245).

Zu diesem Zwecke sind auch eiserne Schwimmer zur Anwendung gekommen, wie solche aus nachstehender Textfigur 43 zu ersehen sind. Diese im Jahre 1884 bei den in Soerbaya angewendeten Pumpenbaggern benutzte Konstruktion besteht aus zwei Reihen von Blechröhren von 5,25 m Länge, 0,58 m Durchmesser und 4 mm Dicke, zwischen denen die 0,4 m dicke Rohrleitung auf Querverbindungen aufgelegt ist. An den Enden sind die Schwimmer durch Ketten mit einander verbunden, während die Druckröhren hier mit Kugelgelenken versehen sind, welche eine Biegung der Verbindung bis zu einer Abweichung von 20° von der geraden Richtung gestatten. Das Gelenke besteht aus der inneren Kugel *a* der äusseren Kugel *c* und dem Klemmring *b* welcher die beiden Kugeln mit einander verbindet, und mit 12 Schraubenbolzen an den überstehenden Rand der äusseren Kugel festgeschraubt ist. Der Klemmring besteht aus 5 krum-

Digitized by Google

men Hölzern *k* um welche ein eisernes Band gelegt ist. Zum dichteren Anschluss erhält der Ring überdies eine innere Packung. Die Deckel *q* am Druck-

Fig. 43.



1:77

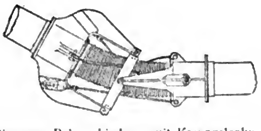
Rohrleitung für Baggermaterial mit Kugelgelenken und eisernen Schwimmern.

rohr und an den Schwimmern sind zu dem Zwecke vorgesehen, um einerseits im Falle von Verstopfungen grössere Gegenstände aus dem Rohr beseitigen zu können ohne die Kugelgelenke loskuppeln zu müssen, andererseits um Leckwasser aus den Schwimmern entfernen zu können (CBl. 1887, S. 441).

Taf. 9, Fig. 24. Robert's Bagger-Rohrleitung mit Kugelgelenken, angewendet bei den Baggern am Panama-Kanal. Der Klemmring besteht hier aus Eisen, und wird bei dessen Anschrauben an die äussere Kugel behufs Dichtung ein Gummi-Ring eingesetzt (ZdI. 1887, S. 943).

„ „ Fig. 25. Bewegliches Knierohr mit Kugelgelenken von Bony, angewendet beim Panama-Kanal usw. Dieselbe Anordnung verwendet auch Jandin bei seinen Baggern, wie dies z. B. bei dem nach Uleåborg gelieferten Apparate der Fall war (GC. 1888, S. 67).

Fig. 44.



Biegsame Rohrverbindung mit Kreuzgelenke.

Eine eigentümliche Anordnung einer biegsamen Rohrverbindung mit Kreuzgelenke zeigt noch nebenstehende Textfig. 44, wie selbe bei den Vering'schen Pumpenbaggern beim Nord-Ostsee-Kanal angewendet wurde (ÖW. 1891, Taf. 8 — ZfB. 1887, Bl. 33-34).

c. Tragrinnen für seitliche Ablagerung.

Wenn das Baggergut unweit von der Baggerstelle abzulagern ist, so können hierzu oft auch sog. Tragrinnen (Transportrinnen) mit Vorteil benutzt werden. Dieselben sind entweder unbeweglich, und müssen dann für den selbsttätigen Abfluss der Massen, je nach der Beschaffenheit derselben, eine mehr oder weniger starke Neigung, sowie oft eine künstliche Spülung durch besondere Wasserzufuhr erhalten (Spülrinnen), oder sind dieselben in der Art be-

Digitized by Google

weglich, dass sie als endlose, über zwei Trommeln laufende Gliederrinnen, oder als Fördergurte die Massen vom Bagger zur Abladestelle befördern.

Die unbeweglichen Rinnen können entweder offen oder geschlossen (röhrenförmig), sowie von schwimmenden oder von festen (stationären) Gerüsten getragen sein. Der Laufrinnentransport kommt auch zusammen mit dem Prahmentransport in der Art zur Anwendung, dass das Material mittels Prahme der Abladestelle zugeführt und aus diesen mittels eines Baggers (Elevators) zur Rinne gehoben wird.

Taf. 9, Fig. 26. Spülrinne angewendet beim Bau des Suez-Kanals. Diese Rinne hatte je nach der Bodenbeschaffenheit eine Neigung von 1 : 16 bis 1 : 13, und wurde durch ein kranartiges eisernes Gerüst *ACD* getragen, welches bei *A* mit dem Bagger in Verbindung stand, und bei *C* von einem Ponton gestützt wurde, welches letztere wieder durch Fachwerkskonsolen mit dem Bagger in Verbindung stand, und so dessen Bewegungen mitfolgte. Die Länge der Rinne betrug 70 m. Zur Beförderung des Abrutschens wurde der Rinne mittels Pumpe Wasser zugeführt (DB. 1870, S. 331 – ZfB. 1871, S. 119).

„ „ Fig. 27. Spülrinne beim Bau des Nordsee-Kanals von Rotterdam, mit der gleichen prinzipiellen Anordnung wie im vorigen Falle, jedoch unter Anwendung eines schwimmenden Holzgerüstes. Die Rinne hatte hier eine Neigung von 1 : 12 und eine Länge von 40 m (ZfB. 1872, S. 398).

Taf. 10, Fig. $1-1_a$. Spülrinne angewendet im Hafen von Tunis. Dieselbe wurde bei einer Länge von 85 m von einer eisernen Fachwerksbrücke, und diese wieder von zwei Prahmen getragen (NA. 1894, Pl. 18—19).

„ „ Fig. 2. Röhrenförmige Spülrinne von Couvreux & Hersent, angewendet beim Panama-Kanal. Die Rinne bestand hier aus einem eisernen Rohr von 450 mm Durchmesser, 40 m Länge und hatte eine Neigung von 1 : 20. Dieselbe wurde von einem Auslegerkran getragen, welcher von zwei zu beiden Seiten des Baggerschiffes angebrachten Pontons ausging, und woran die Rinne in Abständen von 5 m vermittels Drahtseile aufgehängt war. In dem linksseitigen Ponton war eine Dampfmaschine nebst einer Kreiselpumpe unterbracht, durch welche der Rinne das nötige Spülwasser zugeführt wurde. Um die Massen, welche bei der höchsten Leistung des Baggers ungefähr 280 cbm i. d. Stunde betrugen, zum Abfluss zu bringen, wurden durch die Pumpe stündlich 450 cbm Wasser zugeführt, sodass ein Gemisch von ungefähr $^3/_5$ Wasser und $^2/_5$ Erde entstand. Für den Betrieb der Pumpe diente eine 30 pferdige Dampfmaschine (Zdl. 1887, S. 945—GC. 1884, II, Pl. II).

Diese Anordnung bietet den Vorteil, dass die ganze Transporteinrichtung mit einem beliebigen Eimerkettenbagger von genügend hoher Ausschüttung verbunden werden kann. Dieselbe wurde auch bei vielen anderen Gelegenheiten, z. B. beim Seekanal der Niederen Loire, sowie beim Bau des Nord-Ostsee-Kanals verwendet (GC. 1888, Pl. XVI—ZfB. 1897, Bl. 33—34).

„ „ Fig. 3. Kombination von Prahmen- und Spülrinnentransport mittels eines schwimmenden Elevators mit Spülung, in der Ausführung der Schiffs- & Maschinenbau-Actiengesellschaft in Mannheim. Diese bei vielen Gelegenheiten zur Anwendung gekommene schwimmende Umladevorrichtung kann für eine Tagesleistung bis zu etwa 2000 cbm, mit einer Spülrinne bis zu etwa 100 m Länge eingerichtet werden. Dieselbe wurde ursprünglich von Couvreux für den Bau des Panama-Kanals ausgeführt, und besteht aus einem mit Eimerkettenbagger (Elevator) versehenen zweiteiligen Schwimmgerüst mit Spülrinne, unter dem die von der Baggerstelle zugeführten

Digitized by Google

Materialprahme durch den Elevator entleert werden, und das Material zur Spülrinne gehoben wird.

Im vorliegenden Fall ist die etwa 50 m lange Spülrinne durch Drahtseile an einem Gittermast aufgehängt, und seitlich durch die Drahtseile *a* und *b* mit dem Elevator verankert. Dieselbe kann durch vorgebaute, auf besonderen Traggerüsten ruhende Rinnen erheblich verlängert werden (wie dies z. B. beim Bau des Nord-Ostsee-Kanals geschehen ist). Der Mast ist hier, um Brücken passieren zu können, zum Niederlegen eingerichtet und ohne Kranhilfe aufzurichten, besteht aber sonst auch nur aus einem hölzernen Bock mit zwei Bäumen (Zdl. 1887, S. 946).

Taf. 10, Fig. 4. Elevator-Spülrinne beim Bau des Nord-Ostsee-Kanals. Bei den hier angewendeten Elevatoren erhielten die Spülrinnen eine Neigung von etwa 1 : 10. An Stellen, wo die Ablagerungsfläche 9 m über dem Wasserspiegel des Kanals lag, musste in die Spülrohrleitung eine zweite Kreiselpumpe *P* eingeschaltet werden, für die als Motor eine 16 pferdige Lokomobile diente (ZfB. 1897, S. 300).

„ „ Fig. 5. Schwimmender Quer-Elevator der Schiffs- und Maschinenbau-Aktiengesellschaft in Mannheim, zum direkten Anschütten von Längsdämmen, Böschungen u. dgl., sowie zum Entladen in Laufrinnen auf festen Gerüsten, oder in Eisenbahnwagen. Die Vorrichtung hat eine Tagesleistung von etwa 1000 cbm. Das Tragschiff besteht aus zwei in stabiler Weise mit einander verbundenen Schiffen, in deren Mitte sich ein Eimerleiter-Tragbock befindet. Der Antrieb des Eimerwerkes erfolgt mittels Riemen durch eine Verbundmaschine. Die Förderweite kann bis zu 16 m von der Bordkante des landseitigen Tragschiffes, und die Förderhöhe bis zu etwa 16 m betragen.

„ „ Fig. 6. Aufbringen von Baggergut mittels Elevator und fester Laufrinne, angewendet im Jahre 1898 für den im Hafen von Delfzyl gebaggerten Schlick. Das Aufbringen geschah auf eine mit Ringdeichen eingefasste Lagerfläche, unter Anwendung einer von festem Gerüst getragenen Laufrinne von 348 m Länge, die eine Neigung von 1 : 60 hatte. Um den Schlick genügend flüssig zu erhalten, wurde derselbe vor dem Aufbringen durch den Elevator mit Seewasser im Verhältnis 1 : 1 verdünnt, und darauf beim Eintritt in die Rinne überdies noch durch einen mittels Pulsometer hervorgebrachten kräftigen Wasserstrahl gespült. Die so aufgebrachten Massen wurden dem Austrocknen überlassen, und dann mit der Eisenbahn für die Zwecke der Landwirtschaft verfahren. Die Kosten des Aufbringens nach diesem Verfahren betrugen 18,83 Pf. für 1 cbm, während sie bei einem Versuch mittels Druckrohr auf 34,85 Pf. für 1 cbm stiegen (CBl. 1903, S. 410).

„ „ Fig. 7. Schwimmender Quer-Elevator mit Fördergurt (Gurttransporteur) in der Ausführung der Schiffs- & Maschinenbau-Aktiengesellschaft in Mannheim, angewendet z. B. beim Bau des Sporeninsel-Hafens von Strassburg. Derselbe hatte eine Tagesleistung von 800 cbm; es sind aber von der Firma Längs-Elevatoren dieser Art für eine Tagesleistung bis zu 2000 cbm, eine Förderweite bis zu etwa 55 m und eine Förderhöhe bis zu ungef. 12 m gebaut worden. Die Förderung des Materials geschieht hier durch einen wagrechten, über Rollen und zwei Endtrommeln laufenden endlosen Gurt von der unten beschriebenen Art, auf den das Baggergut unmittelbar geschüttet wird. Hierdurch ist gegenüber den Elevatoren mit Laufrinnen der Vorteil bedingt, dass dabei die Spülung entfällt, wodurch sowohl die Anlage- und Betriebkosten geringer werden, als auch die mit der Mischung des Materials mit Wasser verbundenen Nachteile (z. B. beim Entladen in Eisenbahnwagen die dadurch bedingte Gewichtsvermehrung) entfallen.

„ „ Fig. 8—8_c. Bewegliches Gerüst mit Fördergurt (Förderband) von

Digitized by Google

Buette & Le Brun. Das in einer eisernen Fachwerkbrücke bestehende Gerüst ist bei Trockenbaggern an den Enden auf zwei, auf Gleisen laufenden Wagengestellen gelagert, die im Verhältnis des Fortschreitens des Baggers seitlich verschoben werden. Wenn ein Nassbagger zu bedienen ist, so tritt an Stelle des einen Wagens ein mit dem Baggerschiff verbundenes Ponton. Der Fördergurt besteht entsprechend dem Querschnitt Fig. 8_c aus Kautschuk von 8 mm Dicke, mit Seitenrändern von 30 mm Höhe. Zur Erhöhung der Festigheit und Verringerung der Dehnung sind in den Kautschuk drei Baumwollbänder eingelegt. Der Gurt wird auf der oberen Seite in je 1,5 m und auf der unteren Seite in je 3 m Entfernung durch in der Brücke gelagerte Rollen von 0,25 m Durchmesser unterstützt, und sind zur seitlichen Führung ausserdem kleine stehende Rollen zu beiden Seiten des Gurtes angebracht. Sein Antrieb erfolgt durch eine besondere Maschine, welche auf dem der Grabmaschine zunächst befindlichen dreiachsigen Wagen aufgestellt ist (Zdl. 1887, S. 970—AdP. 1892, I. Pl. 14).

d. Wagentransport.

Wenn die Ablagerung des Baggergutes an Stellen zu geschehen hat, die einen Landtransport auf grössere Entfernungen erfordern, so kann die Förderung mittels einzelner Gefässe den Vorzug verdienen. Es können dann bei kleineren Mengen Karren, bei grösseren aber Arbeitsbahnen mit Rollwagen auf zwei- oder einschienigen Gleisen in Frage kommen. Die zweischienigen Bahnen bestehen in der einfachsten Form aus transportablen Schmalspurgleisen mit Kippwagen für Menschen-, Pferde- oder Lokomotivkraft. Bei grösseren Erdarbeiten werden solche Arbeitsbahnen mit mehr oder weniger breitspurigen festen Gleisen für Lokomotivtransport eingerichtet. Einschienige Arbeitsbahnen kommen als Hängebahnen verschiedener Art zur Anwendung, und zwar teils als wirkliche Schienenbahnen mit transportablen eisernen Böcken (Syst. Lartigue, vergl. ÖW. 1886—TFF. 1886—DB. 1887, S. 357) oder mit hölzernen Pfählen, teils als Drahtseilbahnen, teils in Form von transportablen Fördergerüsten, wie selbe im „Wasserbau, IV. Teil" beschrieben sind, und von denen namentlich die Brown'sche Vorrichtung für den Erdtransport mit Vorteil zur Anwendung gekommen ist.

Die unmittelbare Beseitigung des Baggergutes mittels Wagentransport kommt gewöhnlich nur bei Trockenbaggern (vergl. Taf. 7, Fig. 18–21), und nur selten bei Nassbaggern (z. B. Taf. 7, Fig. 10) in Frage. Manchmal kann bei Nassbaggern eine Kombination von Prahmen- und Wagentransport durch die örtlichen Verhältnisse erforderlich sein, wobei der Übergang des Materiales von den Prahmen zu den Wagen ohne oder mit besonderen Hebevorrichtnngen geschieht. Anordnungen der letzteren Art wurden beispielsweise bei der Ausführung der Hafenweiterungen in Hamburg angewendet, wo das Baggergut an gewissen Stellen mittels Exkavator aus den Prahmen zu den in der Höhe des Ufergeländes auf einem Gleise befindlichen Rollwagen gehoben wurde, während an anderen Stellen zu gleichem Zwecke einschienige Luftbahnen mit hängenden Kippwa-

Digitized by Google

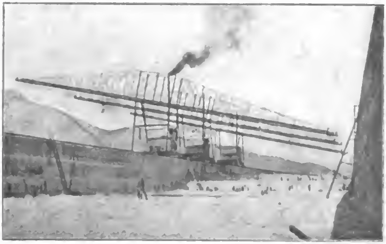
gen benutzt wurden, welche im Prahm gefüllt und durch Maschinenkraft zur Bahn emporgehoben wurden (ÖZ. 1886—Zdl. 1887, S. 972). In ähnlicher Weise wurden beim Ausgraben der neuen Hafenbassins in Antwerpen die innerhalb der fertigen Ufermauern ausgehobenen Massen zu dem oberhalb der Mauern befindlichen Gelände in der Art befördert, dass dieselben auf transportablen Gleisen mittels Muldenkippwagen zur Mauer gebracht, die gefüllten Wagengefässe mittels Dampfkran von den Wagengestellen abgehoben, und auf andere Gestelle oberhalb der der Mauer versetzt wurden (ÖZ. 1886).

Taf. 10, Fig. 9—10_a. Gewöhnliche Drahtseilbahn, wie solche von Th. Otto & Co. in Schkeuditz, Ernst Nordström in Falun, Adolf Bleichert & Co. in Leipzig-Gohlis usw. geliefert werden. Fig. 10_a zeigt die Anordnung des Fördergefässes, das am Tragseil *a* hängt, und durch das Förderseil *b* bewegt wird.

„ „ Fig. 11. Elektrische Hängebahn, System Bleichert, wobei der am Tragseil *a* ruhende Rollwagen mit einem Elektromotor versehen ist, der durch den Kontakt mit dem Leitungsdraht *b*, unter Anwendung des Tragseiles für die Rückleitung, bewegt wird.

Taf. 11. Fig. 1—1_b. Amerikanische Drahtseilbahn, angewendet für Erdförderung bei der Herstellung von Schiffahrtskanälen usw. Dabei ist zwischen zwei verankerten Turmpfeilern ein Tragseil gespannt, auf dem sich eine Laufkatze hin und her bewegt. In einem der beiden Pfeiler ist die für den Antrieb dienende Dampfmaschine aufgestellt. Die Bewegung der Fördergefässe geschieht in der Art, dass dieselben von einer losen Flasche von beliebiger Stelle angehoben, zur Ausschüttstelle befördert, dort selbsttätig entleert und dann wieder selbsttätig zu beliebiger Stelle zurück befördert werden. Zu dem Behufe wird die Laufkatze entsprechend Fig. 1_a durch ein Triebseil *a* hin und her bewegt, und ist die lose Flasche an einem besonderen Förderseil *b* aufgehängt, das über eine der vier Rollen der Laufkatze geführt ist. *c* ist ein Hilfseil zur Unterstützung der Seilführungen *d*. Fig. 1_b zeigt die Anordnung des Förder- und des Triebseils, wobei der grösseren Deutlichkeit halber das Tragseil fortgelassen ist, und wo *e* die Trommel des Förderseils und *f* jene des Triebseils bedeutet (ZfB. 1895, Ergänzungsheft, S. 39—Zdl. 1900, II, S. 1097).

Fig. 45.



Brown'sche Fördergerüste.

Digitized by Google

„ „ Fig. $2-2_a$. Bewegliches Fördergerüst von Brown (Brown-Cantilever), angewendet für Erdförderung beim Bau des Entwässerungskanals von Chicago (Chicago-Mississippi drainage-canal). Die Förderbahn besteht hier aus einem einschienigen Gleis, das von einem kranförmigen Gerüst mit beiderseitigem Ausleger getragen wird. Auf dieser Bahn bewegt sich eine Laufkatze von gleicher Art wie im vorigen Falle, sodass die Fördergefässe von beliebiger Stelle gehoben und an beliebiger Stelle entleert werden. Letzteres geschieht selbsttätig durch Anstossen des Gefässes an das bereits angeschüttete Material. Die Bahn ist so stark ansteigend, dass das leere Gefäss von selbst zurückläuft. Die tägliche Leistung der Vorrichtung betrug bis zu 460 cbm.

Die vorstehende Textfigur 45 zeigt ein photographisches Bild dieser Anlagen bei der Ausführung des genannten Kanals (ZfB. 1895, Ergänzungsheft, S. 39—Engg. 1897, I, S. 302—TFF. 1899, S. 324).

9. Kratzvorrichtungen.

Dieses dem Baggern ähnliche Verfahren besteht darin, dass der Boden unter Wasser durch besondere Vorrichtungen nur gelockert und nicht gehoben wird, um sodann von der Strömung fortgeführt oder in anderer Weise beseitigt zu werden. Es kann namentlich zur Offenhaltung des Fahrwassers in Flüssen zur Anwendung kommen, und bezweckt dann die Lösung des Bodens von Untiefen, und die Überführung desselben durch die Strömung an Stellen mit übergrosser Tiefe. Die einfachsten zu diesem Zweck benutzten Kratzvorrichtungen bestehen in Ketten, Rechen oder Eggen, die entweder durch Menschenkraft mittels verankerter Winden bewegt, oder einem stromabwärts fahrenden Schiff angehängt werden. Für grössere Erdbewegungen werden besondere Stromkratzmaschinen benutzt.

Taf. 11, Fig. 3—5. Kratzvorrichtungen, angewendet im Mersey-Fluss im Hafen von Liverpool. Während mit dem zuerst benutzten Rechen Fig. 3 kein besonders günstiger Erfolg erreicht wurde, hat sich die Vorrichtung Fig. $4-4_a$ als sehr zweckmässig erwiesen. Diese besteht aus einer Bohle von 1 m Länge und 15 cm Dicke, mit daran befestigten Ketten von der in Fig. 4_a ersichtlichen Anordnung. Es hat sich am zweckmässigsten erwiesen, denselben auf der vorderen Seite eine Länge von 18 m zu geben. Auch die Egge Fig. 5 hat gute Dienste geleistet (GC. 1889, I, S. 280).

„ „ Fig. 6. Stromkratzmaschine mit Wasserrad, bestehend aus zwei durch Balkenlagen gekuppelten, 4 bis 6 m von einander entfernten Prahmen, deren Zwischenraum an den Enden überdeckt ist, während der mittlere, freie Teil *AB* ein Wasserad *C*, und die damit zusammenhängende Kratzvorrichtung *DE* aufnimmt. Letztere besteht aus zwei von den Enden der Welle schief niederhängenden Trägern *G* welche am unteren Ende eine über die ganze Breite des Schlitzes reichende, in gegenseiten Abständen von ca. 0,5 m mit starken Messern (Kratzen) besetzte Welle tragen. Das untere Ende dieser Träger ist behufs Stellbarkeit des Apparates für verschiedene Tiefen an einer Windetrommel *F* aufgehängt. Für die Bewegung der Kratzenwelle ist sowohl diese als auch die Wasseradwelle an den Enden mit Kettenrollen versehen, über welche Ketten ohne Ende *H* geschlungen sind, wodurch die Bewegungen des Rades auf die Kratzenwelle übertragen werden. Vor dem Rad befindet sich stromauf-

Digitized by Google

wärts eine über die ganze Breite des Schlitzes reichende Schütze *l*, bei deren Niederschieben das durch die Strömung bewegte Rad zum Stillstand gebracht wird. Die Prahme werden mittels Winden allmählich gegen die Strömung fortbewegt (J.—ZfB. 1852).

Eine solche von Hipp konstruierte Stromkratzmaschine wurde z. B. am Rhein angewendet. Die Prahme hatten hier 19 m Länge, 2 m Breite und 1,25 m Höhe, und eine gegenseitige Entfernung von 4 m, während das eiserne Wasserrad 3 m Breite und 5,5 m Durchmesser hatte. Auf der Kratzwelle waren 7 Stück gusseiserne Wellenscheiben in gleichen Entfernungen befestigt, und auf jeder derselben 8 Stück schmiedeiserne verstählte Messer (Kratzzinken) angeschraubt, welche einen Kreis von 1,25 m Durchmesser beschrieben. Bei 1,0 bis 2,5 m Stromgeschwindigkeit machte die Kratzwelle 2 bis 3 Umdrehnungen in 1 Minute, und wurde die Maschine mittels Ankerwinden um ca. 0,33 m in 1 Minute stromaufwärts bewegt. Mit dieser Vorrichtung wurde in einem Jahr ein Kiesfeld von 80 m Breite und 1000 m Länge um 1 m Höhe ermässigt. Bei Hochwasser wurden in einem Tag bis zu 0,3 m Höhe auf 1000 qm Fläche abgearbeitet (ZfB. 1865).

Zu den Kratzvorrichtungen können auch noch diejenigen Apparate gerechnet werden, die bei widerstandsfähigeren Schichten zum Lösen des Bodens bei Senkbrunnen zur Anwendung kommen, und die entweder drehend bewegte schabende Aufreisser sind, oder mittels Krampen stossend wirken. Die Apparate der ersteren Art sind in der einfachsten Form entsprechend Taf. 9, Fig. 13 und 14 eingerichtet, wobei das Saugrohr durch eine massive Welle ersetzt sein kann. Die Wirkung dieser Apparate erstreckt sich aber nur bis zu einem Durchmesser, entsprechend der lichten Weite des Brunnens, wobei sich unter dem Brunnenkranz die Massen durch Nachstürzen lösen. Bei besonders zähen Schichten können aber auch Aufreisser der folgenden Art zur Anwendung kommen:

Taf. 11, Fig. 7. Aufreisser mit unter den Brunnenkranz greifenden Armen (DAZ.).

„ „ Fig. 8. Erweiterungsapparat, angewendet zur Durchteufung von Konglomeratschichten bei Brunnensenkungen in Ottakring bei Wien. Derselbe bestand aus zwei an einem Gestänge drehbar angebrachten Rahmen, mit vier durch Drahtseile von oben aus in Bewegung zu setzenden Krampen (Hauen), von denen zwei nach aufwärts gerichtet sind und zum Unterschneiden des Brunnenringes dienten, während die anderen zwei mit nach abwärts gerichteten Schneiden versehen, und zum Raumschaffen nach unten bestimmt waren (ÖZ. 1895, S. 238).

C. Beseitigung von Hindernissen unter Wasser.

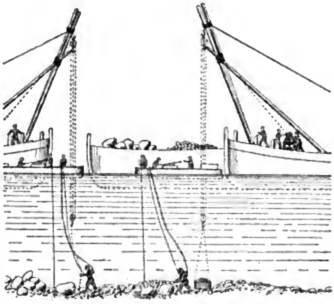
Wenn unter Wasser befindliche Steine, versunkene Baumstämme, oder gewachsener Fels behufs Gründungen, Vertiefung des Fahrwassers usw. beseitigt werden sollen, so geschieht dies bei den ersteren entweder durch unmittelbares Aufholen, oder durch Zersplittern mittels Sprengung, ohne oder mit nachträglichem Heben, und wird letzteres Mittel auch zur Beseitigung von Felsen angewendet.

Digitized by Google

1. Beseitigung von Steinen.

Die zu hebenden Steine werden je nach der Grösse entweder einzeln oder mehrere auf einmal gehoben. Im ersteren Falle werden dieselben entweder mittels Ketten oder mittels besonderer Greifapparate gefasst und durch Hebemaschinen aufgeholt, während im letzteren Falle mehrere Steine in entsprechenden Behältern (Kisten, Körben, Eimern) gesammelt, und diese dann gehoben

Fig. 46.



1 : 300
Beseitigung von Steinen mittels Taucher im Hafen von Triest.

werden. Hierzu werden oft, namentlich bei grösserer Wassertiefe und trübem Wasser, Taucher mit Vorteil verwendet. Ein solches Beispiel, die Räumung einzelner steiniger Stellen im Triester Hafen darstellend, zeigt Textfig. 46. Hierbei arbeiteten zwei Abteilungen, die mit je einem Kranschiff, Materialprahm und Taucher, sowie die eine Partie mit einer Steinkiste für Kleinmaterial, die andere aber mit Hubketten für grössere Steine, ausgerüstet waren. Da hier die grösseren Blöcke in der Regel von Bruchsteinen und Kleinmaterial bedeckt oder umgeben waren, so mussten diese zuerst entfernt werden, was dadurch geschah, dass dieselben durch den einen Taucher in die Kiste gelegt und so aufgeholt wurden. Der auf diese Art freigemachte Block wurde dann durch eine Kette umschlungen und mittels der Deckwinde des Krans über Wasser gehoben. Hierbei wurden bei Anwendung von geschulten Tauchern durchschnittlich 0,4 cbm Blöcke und 1,0 cbm Bruchstein und Kleinmaterial in der Stunde gehoben (AB. 1876).

In gleicher Weise geschah im Jahre 1890 die Räumung einer vor dem Hafen von Helsingfors gelegenen Untiefe (Lonnan) von dem darüber angehäuften

Digitized by Google

Steinmaterial, vor Absprengung des darunter befindlichen Felsens, bei einer kleinsten Wassertiefe von 5,6 m. Dabei wurde eine von zwei gekuppelten Prahmen getragene Plattform verwendet, von wo aus die Steine mit Hilfe von Tauchern, mittels Eimer und Ketten gehoben wurden (Tkn. 1891).

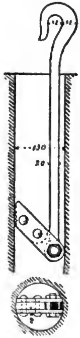
Taf. 11, Fig. 9. Steinkorb bestehend aus einem Kettennetz $a_1\, b_1\, c_1\, d_1$, an dessen Ecken die über Wasser reichenden Seitenketten $a_1\, a$, $b_1\, b$, $c_1\, c$, und $d_1\, d$ befestigt sind. Der Stein wird in der Weise in den Korb gebracht, dass zwei dieser Ketten z. B. $c_1\, c$ und $d_1\, d$ unter den Stein geschoben werden, und derselbe durch Anziehen der Ketten auf das Netz gerollt wird, worauf die zusammengelegten Kettenenden gehoben werden (S.).

" " Fig. 10. Einfache um den Stein zu legende Kette mit über Wasser reichenden Seitenketten. Dieselbe wird um den Stein geschlungen und mittels eines Hakens in ein passendes Glied eingehakt. Dies kann entweder mittels Bootshaken oder unter Anwendung eines Tauchers geschehen (S.).

" " Fig. 11—12. Steinklaue (Steinkreppe, Wolf), bestehend aus einem am unteren Ende einer Hubkette angebrachten eisernen Zapfen, der in einem vorher ausgebohrten Loch festgekeilt wird. Dies geschieht entweder wie in Fig. 11 dadurch, dass der hohle Zapfen *A* am Ende einer bis über Wasser reichenden Eisenstange *B* lose angebunden ist, mit dieser in das Loch gesenkt und durch Eintreiben der Stange festgekeilt wird, oder ist der zylindrische Zapfen entsprechend Fig. 12 auf der einen Seite konkav abgeflacht und der Zylinder durch einen Keil *B* ergänzt (Schwedische Steinklaue). Wenn nach dem losen Einsetzen beider Teile in das Loch der Zapfen angehoben wird, so verschiebt sich infolge des kleineren Reibungswiderstandes zwischen den Eisenteilen als an der Steinwand, der Zapfen allein, ohne den Keil mitzunehmen, wodurch sich ersterer festklemmt. Der Zapfen erhält einen Durchmesser von ca. 33 mm und eine Länge von 250 mm.

Textfig. 46 zeigt eine Steinklaue, welche den Vorteil hat, dass sie den Stein tiefer im Loch angreift, und dadurch ein Absprengen der Kanten und allfälliges Ausreissen weniger leicht möglich ist als bei den anderen zwei Anordnungen (angewendet beim Umbau des Iglawa-Viaduktes, ÖZ. 1893, S. 646).

Fig. 46.



1 : 10

Steinklaue.

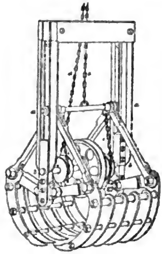
" " Fig. 13—15. Steinzange (Greifzange, Teufelsklaue). Dieselbe hat die Form einer gewöhnlichen Zange, mit über die Wasserfläche reichenden hölzernen oder eisernen Armen, und mit mehreren (3 oder 5) Klauen zum Fassen des Steines. Dieselbe wird mittels der am Bügel *c* (Fig. 14) angreifenden Kette K_1 hinabgelassen, durch Öffnen der Arme an den Stein angesetzt, und durch die an den unteren Armenden bei den Öhren *a* und *b* angreifende Hubkette *K* gehoben. Die Anwendung der Steinzange kann wie in Fig. 15 von einem schwimmenden Gerüst aus geschehen, wobei für die Bewegung der beiden Ketten ein Haspel und ein Gangspill benutzt werden (S.).

" " Fig. 16—16_a. Steinzange von H. Erbstein. Dieselbe ist nach Art der Greifbagger konstruiert, bestehend aus einem hülsenförmigen Kopf, an dessen Umfang mehrere klauenartige Arme in Scharnieren drehbar angebracht sind, welche Arme einerseits durch an der Aussenseite des Kopfes befindliche Kettenstücke mit einer zum Niederlassen des Apparates bestimmten Kette *b*, andererseits durch an der Innenseite angebrachte Kettenstücke mit der Hubkette *a*

Digitized by Google

in Verbindung stehen. Durch Anziehen der Kette *b* wird daher der Apparat geöffnet und niedergesenkt, durch die Kette *a* dagegen geschlossen und gehoben.

Fig. 47.



Amerikanische Teufelsklaue.

Die Anwendung des Apparates geschieht mittels eines an einem Schiff angebrachten, drehbaren Auslegerkrans, der für die zwei Ketten mit entsprechenden Winden versehen ist. Für die Wasserbauinspektion Hameln wurden im Jahre 1882 zwei solche Apparate angeschafft, welche ausschliesslich des Schiffes jeder 500 Mark kosteten, und befriedigende Resultate ergeben haben sollen.

Eine zweckmässige, seit längerer Zeit in Amerika angewendete Steinzange ist die in Textfig. 47 ersichtliche Teufelsklaue (Devils clow), deren Konstruktion und Wirkungsweise mit jener des Priestman'schen Baggers identisch ist. Der Apparat öffnet sich beim Anheben der Senkkette *e*, wobei der Querbalken *aa* in den Schlitzen des Rahmens nach aufwärts gleitet, und die Ketten *c* von den auf der festen Achse *bb* sitzenden Trommeln abgewickelt werden, sowie die Schliess- und Hubkette *d* gleichzeitig auf der mittleren Trommel aufgewickelt wird, während beim Anheben der letzteren Kette die Trommeln in entgegengesetzter Richtung gedreht, die Ketten *c* aufgewickelt werden und den Apparat schliessen (ÖZ. 1871, S. 1872).

2. Beseitigung von Baumstämmen.

Versunkene Baumstämme werden gewöhnlich mittels Ketten gefasst und durch Winden oder Schrauben aufgeholt. Dort, wo Baumstämme durch Äste und Wurzeln so fest im Boden sitzen, dass das Heben mit Schwierigkeiten verbunden ist, oder wo nur einzelne Stämme zu beseitigen sind, wofür sich das Anschaffen von Hebevorrichtungen nicht lohnt, geschieht die Beseitigung zweckmässig durch Fortsprengen mittels Dynamit.

Taf. 11, Fig. 17. Hebevorrichtung für Baumstämme, bestehend aus zwei mit einander gekuppelten Schiffen mit je zwei Schraubenspindeln, deren Muttern durch Querbalken mit einander verbunden sind, an denen die mit dem Stamme verbundenen Hubketten befestigt sind. Hierdurch steigen beim Drehen der Spindeln die Muttern in die Höhe, und bewirken das Heben des Stammes. Da bei dieser Anordnung jede Schiefstellung der Querbalken in den Schraubenapparaten Klemmungen hervorruft, welche die Bewegung der Apparate erschweren, so kann dies durch eine gelenkartige Auflagerung der Querbalken auf den Muttern mittels Drehzapfen vermieden werden.

Statt der drehbaren Schraubenspindeln und festen Muttern können auch umgekehrt bewegliche Muttern und feste Spindeln zur Anwendung kommen, wobei auch hier gelenkartige Auflagerungen benutzt werden können. Eine Anordnung dieser Art zeigt der in Textfig. $48-48_3$ dargestellte, bei der Gründung der Weichselbrücke bei Graudenz zum Ausziehen von Baumstämmen aus Senkbrunnen angewendete Schraubenapparat. Die aus Bronze bestehende Schraubenmutter war in einem Kugelgelenke gelagert, und mit zwei über einander befindlichen Platten versehen, zwischen denen an den Ecken 4 Stehbolzen angebracht waren. Hinter diesen Bolzen waren vier Eisenstangen *a*

Digitized by Google

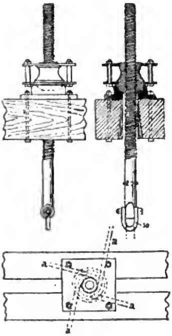
durchgesteckt, mit denen die Mutter von den Arbeitern im Rundlauf gedreht wurde (ZfB. 1882).

Taf. 11, Fig. 18. Eiserne Bügel zum Durchstecken der Hubketten unter Baumstämmen. An der gespaltenen Spitze des Bügels *H* wird eine Leine so befestigt, dass die Enden *a* und *b*, von denen das eine mit dem durchzuziehenden Kettenende verbunden wird, zurückbleiben. Der Bügel wird dann unter dem Baum durchgesteckt, die Leine mittels eines Bootshakens erfasst, vom Bügel losgerissen und samt dem Kettenende emporgezogen (S.).

Mitunter passt es besser die Ketten an vorstehenden Ästen zu befestigen.

„ „ Fig. 19. Vorrichtung zum Durchstecken der Hubketten behufs Ausziehens von Baumstämmen aus Senkbrunnen, angewendet bei der Weichselbrücke bei Graudenz. Der Stamm wurde nahe an der Brunnenkante möglichst weit freigebaggert, und unter demselben in gleicher Weise wie im vorigen Falle ein Tau mit daran befestigter Kette, mittels des Hakenapparates *a b c* durchgezogen. Dieser lief in einen Ring *a* aus, welcher das hier mittels der Schnur *d* zu einer Schlinge angebundene Tau umschloss, und wurde der so hergerichtete Haken durch Drücken und Hin- und Herwiegen unter dem Stamme durchgeschoben, die Schlinge mit einem Bootshaken aufgesucht und erfasst, die Schnur *d* mit einem stärkeren Ruck zerrissen, und das Tau nebst Kette emporgeholt. Zum Anheben des Stammes diente der Schraubenapparat Textfig. $48-48_3$ (ZfB. 1882, S. 263).

Fig. 48 Fig. 48_3.



1:30

Schraubenapparat zum Ausziehen von Baumstämmen.

„ „ Fig. 20–21. Beseitigung von Baumstämmen mittels Sprengung. Hierzu werden am besten frei angelegte Dynamitpatronen benutzt, wie dies in den vorliegenden Beispielen im Wiener Donaukanal bei Nussdorf geschah, wobei die in Blechbüchsen verpackten Dynamitpatronen an hölzernen Pflöcken angebunden und stromaufwärts dicht vor den Stamm niedergeschoben wurden. Ein kurzer Stamm von 1,05 m Durchmesser und 2,1 m Länge (Fig. 20) erhielt eine Patrone mit 3,8 kg Dynamit, während bei einem grösseren Stamme von 1,7 m Dicke und 8 m Länge (Fig. 21) zwei Patronen von je 6 kg Gewicht zur Anwendung kamen. Die Zündung geschah auf elektrischem Wege, und nahmen sämtliche Vorbereitungen $3\,^1/_2$ Stunden in Auspruch. Die Stämme wurden vollständig zersprengt (ÖW. 1877, S. 99).

3. Sprengen unter Wasser.

Das Sprengen unter Wasser bezweckt meistens eine Vertiefung oder Ebnung der Sohlenfläche in Gewässern durch Beseitigung von Felsen, Steinmassen usw., zur Erleichterung der Schiffahrt sowie zu Gründungen und anderen Zwecken. Als Sprengmittel dient hierbei gegenwärtig fast ausschliesslich das Dynamit, während andere ähnliche Sprengstoffe nur selten benutzt werden,

Digitized by Google

und das in früheren Zeiten allgemein benutzte Schwarzpulver gar nicht mehr zur Anwendung kommt.

Je nach dem Umfang und der Beschaffenheit der abzusprengenden Massen, der Wassertiefe und den sonstigen lokalen Verhältnissen, werden Sprengungen unter Wasser in verschiedener Weise ausgeführt, und zwar hauptsächlich: mittels frei angelegter Ladungen, mittels Bohrlöcher (Bohrminen), durch Unterminierung des abzusprengenden Gebietes, welches durch Massensprengung zum Einsturz gebracht wird und durch stossweises Zertrümmern der Felsenmassen.

Das Sprengmittel wird hierbei gewöhnlich in Form von Patronen aus Weissblech angewendet, deren Gewicht je nach dem zu erreichenden Effekt verschieden bemessen wird. Die Zündung geschieht entweder mittels Zündschnüre, welche mit Guttapercha umhüllt sind, oder mittels Elektrizität. Letzteres Verfahren hat ausser dem damit verbundenen Zeitgewinn auch noch den Vorteil, dass durch gleichzeitiges Sprengen mehrerer neben einander befindlicher Ladungen ein grösserer Effekt erreicht wird.

a. Sprengen mittels frei angelegter Ladungen.

Bei diesem Verfahren werden Sprengpatronen möglichst dicht an dem abzusprengenden Gegenstand angebracht und entzündet. Dasselbe ist hauptsächlich geeignet zur Beseitigung von weniger festen Gegenständen, wie von Pfählen, Baumstämmen usw., wobei die Anbringung der Patronen entweder in der früher angeführten Weise mittels niedergeschobener Stangen geschieht, oder werden dieselben durch Taucher an geeignete Stellen gelegt, und können bei stärkerer Strömung durch Sandsäcke, beschwerte Tonnen usw. festgehalten werden.

Das Verfahren mit frei angelegten Ladungen ist aber in neuerer Zeit auch vielfach zu Felssprengungen mit Vorteil angewendet worden, namentlich zur Beseitigung von weniger festem Felsen, wie auch behufs Absprengung fester Felskuppen, überhaupt zur Ebnung des Felsbodens. Hierbei hat sich namentlich die von Lauer eingeführte Methode als zweckmässig erwiesen, wobei die Patronen an über Wasser reichenden, entsprechend beschwerten Stangen befestigt zur Sprengstelle niedergesenkt werden, während sich die oberen Enden der Stangen gegen Schwimmgerüste u. dgl. stützen. Das Entzünden geschieht dann gruppenweise mittels Elektrizität. Das Verfahren eignet sich namentlich zum Absprengen von Felsmassen bei vorhandenen Absätzen. Dessen Vorteil gegenüber Bohrminen begründet sich dadurch, das bei letzteren von den Gesamtkosten bis zu ca. 88 % auf die Bohrung und Ladung entfallen, so dass durch das Fort-

Digitized by Google

fallen dieses Kostananteiles bei frei angelegten Ladungen, trotz ihres verhältnismässig geringen Effektes, eine grössere Leistung resultieren kann.

So wurde im Jahre 1878 in der Drau nächst Unter-Drauburg der Platz für ein Pfeilerfundament durch frei angelegte Dynamit-Ladungen von 1,5 bis 5 kg Gewicht geebnet, und wurden dabei zum Abtragen von 150 cbm Felsen, 70 Sprengbüchsen, mit zusammen 250 kg Dynamit N:o 1 verwendet. Für die Ausführung der Arbeit waren nur 9 Tage erforderlich. Desgleichen wurde im Jahre 1881 im Hafen von Pola eine Fläche von 4800 qm von vorragenden Felskuppen, bei einer mittleren Wassertiefe von 8 m, in der Weise gesäubert, das Gruppen von 2 bis 6 Sprengbüchsen mit je 3 kg Dynamit (später Spreng-Gelatine) von einem Taucher an geeigneten, von Schlamm und Schotter gereinigten Stellen niedergelegt, durch Sandsäcke festgehalten, und gemeinsam entzündet wurden (ÖW. 1890, S. 289).

Ein interessantes Beispiel über die erfolgreiche Anwendung der Lauer'schen Sprengmethode erbieten die im Jahre 1887 durch den österreichischen Sprengtechniker Münch im Rio Santiago ausgeführten Sprengungen, wobei gegenüber der Anwendung von Bohrminen, bei einer Kostenerhöhung von nur 12 % eine um 54 % höhere Leistung erzielt wurde. Der Boden bestand hier aus hartem Mergel (Tosca), der durch die Sprengung gelockert und nachträglich abgebaggert wurde. Die Sprengung geschah von einer Plattform aus, welche in der Verlängerung des Achters an einem Holzschiff angebracht war, und gegen welche die in einer Reihe niedergeschobenen 18 Stangen (die äussersten schief hinausragend) angelehnt waren. Die mit den Patronen versehenen Fusspunkte der Stangen hatten eine gegenseitige Entfernung von 1 m, während die oberen Enden zu zwei Bündeln vereinigt waren. Die Stangen bestanden aus Gasröhren von 35 mm Durchmesser, und waren mittels Bajonettverschluss aus mehreren Teilen zusammengesetzt. Die Patronen hatten ½ kg Gewicht, und wurden an einem in das Rohrende eingesteckten Holzpflock befestigt (ÖW. 1888, S. 162).

Bei den in neuerer Zeit am Eisernen Tor in der unteren Donau vorgenommen Versuchen hat sich jedoch das Lauersche Verfahren zur Beseitigung der dortigen zusammenhängenden festen Felsenmassen als ungenügend erwiesen (Zdl. 1895, S. 161—TFF. 1895).

Auch zum Sprengen von Eisdecken kann das Verfahren mit frei angelegten Ladungen mit Vorteil angewendet werden. Dies kann hauptsächlich im Frühjahr in Frage kommen, theils bei Flüssen um bei den in Bewegung kommenden Eismassen (Eisstössen) zur Verhinderung von Überschwemmungen Stockungen aufzuheben, teils um Einfahrten zu Häfen offenzuhalten. Die Sperrung von Häfen durch Eismassen kommt namentlich in nordischen Ländern häufig vor,

Digitized by Google

wie dies z. B. bei den finnischen Seehäfen der Fall ist, welche im Frühjahr zeitweilig von so bedeutenden Treibeismassen eingeschlossen werden, dass sie wochenlang den Verkehr hemmen. In solchen Fällen kann es mitunter gelingen, den Eisgürtel durch Sprengung zu durchbrechen und die für die Schiffahrt erforderliche Fahrrinne herzustellen. Hierbei ist allerdings sowohl eine günstige Windrichtung erforderlich, damit die ausgesprengten Eisstücke seewärts getrieben werden, als auch wo möglich die Mithilfe eines Eisbrecher-Schiffes, sowohl zur Herstellung der Rinne, als auch für deren Offenhaltung.

Auf diese Weise gelang es z. B. im Frühjahr 1893, als der Hafen von Hangö durch Treibeismassen so vollständig abgesperrt wurde, dass ein mehrere Wochen langes Aufhören des Verkehrs bevorstand, durch Sprengen mittels Dynamit die Zufahrt der Schiffe innerhalb zweier Tage zu ermöglichen. Dabei wurde eine Fahrrinne von ca. 500 m Länge in der Weise ausgesprengt, dass zu beiden Seiten derselben ca. 1 m tiefe Löcher im Eise hergestellt und in denselben Dynamitpatronen von $^3/_4$ bis 1 kg Gewicht, in Blechbüchsen eingelegt, zur Explosion gebracht wurden (Tkn. 1893). Nach anderweitigen Erfahrungen wird aber der beste Effekt erreicht, wenn die Ladung etwa 1 bis 1,5 m tief unter die Eisdecke geschoben wird. Bei neueren Versuchen in Hangö hat sich auch dort dieses Verfahren zweckmässiger erwiesen, als das vorgenannte, und zwar wurde die beste Wirkung erreicht, wenn bei 0,45 m Eisdicke und 2 kg Ladung, ein unter 45° geneigtes Loch durchgebohrt und die Ladung 0,9 m tief unter die Eisdecke geschoben wurde. Bei lotrechten Löchern wurde wegen leichteren Emporpressens des Wassers ein weniger guter Erfolg erreicht (Tkn. 1895).

b. Sprengen mittels Ladungen in Bohrlöchern.

Dieses bei Felssprengungen am meisten angewendete Verfahren besteht darin, dass im Gestein Löcher von entsprechender Tiefe gebohrt werden, und das in diese eingesetzte Sprengmittel zur Explosion gebracht wird. Man nennt solche Sprenganlagen auch Bohrminen oder kurz Minen, dies jedoch gewöhnlich nur bei grösseren Dimensionen der Löcher.

Die Herstellung der Löcher geschieht je nach dem Umfange der Arbeit usw., entweder durch Handbohren oder mittels Bohrmaschinen. Beim Handbohren wird meistens der gewöhnliche Meisselbohrer mit Schlägel, selten der Stossbohrer angewendet. Dieselben bestehen aus Rundeisenstangen aus Gusstahl, welche unten zu einer keilförmigen Schneide, von etwa 25 % grösserer Breite als der Stangendurchmesser, zugeschmiedet sind. Bei zerklüftetem Gestein kann anstatt des einfachen Meisselbohrers der Kreuzmeissel erforderlich sein. Die Stangen sollen möglichst aus einem Stück bestehen, da bei zusammen-

Digitized by Google

gesetzten Gestängen die Verbindungen leichter schadhaft werden, und auch die Wirkung der Schläge beeinträchtigen. Beim Bohren werden 1 bis 3 Mann zum Heben und Drehen des Bohrers und 1 bis 2 Mann zum Zuschlagen verwendet. Oft werden zum Anlegen des Bohrers an die zweckmässigsten Stellen und behufs Leitung desselben bis zum Eindringen in eine gewisse Tiefe, Taucher verwendet. Das Maschinenbohren eignet sich meistens nur dort, wo es sich um möglichst rasche Beseitigung grösserer Felsenmassen handelt, und werden dabei entweder Stossbohrer oder Drehbohrer verwendet, letztere entweder als Stahlbohrer oder als Diamantbohrer. Sowohl das Handbohren als auch das Maschinenbohren kann entweder von der Wasserfläche aus oder unter derselben ausgeführt werden. Im ersteren — dem überaus häufigsten — Falle geschieht die Arbeit am einfachsten von einem Flosse, oder einer über zwei gekuppelten Schiffen angebrachten Plattform aus, während im letzteren Falle Caissons mit komprimierter Luft angewendet werden, welche für diesen Zweck zu sog. Taucherschachten eingerichtet sind, in deren Arbeitskammer das Bohren und Laden im Trockenen ausgeführt wird. Das Entzünden der Schüsse geschieht auch hier entweder einzeln, oder bei grösseren Arbeiten gewöhnlich gruppenweise mittels Elektrizität.

Die Weite des Bohrloches und die Grösse der Ladung hängen von der Tiefe des Loches, und von der Beschaffenheit des Gesteins und des Sprengstoffes ab. Für Dynamit pflegt bei einer Bohrlochtiefe von 30 bis 50, 50 bis 80 und 80 bis 120 cm, eine Weite von bezw. 20 bis 25, 25 bis 35 und 35 bis 45 mm angenommen zu werden. Die Ladung nimmt bei Dynamit ungefähr $^1/_3$ der Bohrlochtiefe ein, und bestimmt sich genauer aus der nachfolgenden Formel:

$$L = kv^3,$$

worin L das Gewicht des Dynamits in *kg*, k einen Erfahrungskoeffizienten $= 0{,}09$ bis $0{,}13$ und v die sog. Vorgabe, oder die kürzeste Entfernung zwischen dem Ladungsmittelpunkt und der Oberfläche in Meter bedeutet.

Die österreichischen Sprengtechniker verwenden vielfach die vom administrativen Militär-Comité für Mauerwerks-Sprengungen aufgestellte Formel:

$$L = k\left(v + \tfrac{2}{3}\, d\right)^3,$$

worin L, k und v die gleiche Bedeutung haben wie oben, und d die mittlere Entfernung zweier Minenherde in Meter bezeichnet (ÖW. 1890, S. 295).

Der Koeffizient k, bezw. die zweckmässigste Vorgabe und Ladung, werden für jede besondere Sprengarbeit durch einige Versuchsschüsse festgestellt.

Während bei Sprengungen über Wasser der Raum des Loches über der Ladung mit sog. Besatz (Vorladung) ausgefüllt wird (bestehend aus Lehm oder Sand), ist beim Sprengen unter Wasser, infolge des Widerstandes, den das

Digitized by Google

Wasser selbst erbietet, ein Besatz nicht erforderlich; selber wird nur bei kleineren Wassertiefen zuweilen angewendet.

Was die Grösse und Form des ausgesprengten Körpers betrifft, so erzeugt ein einzelner Bohrschuss in gleichmässig verspanntem Felsen einen sog. Wurftrichter mit ungefähr 45° Seitenrichtung gegen die Oberfläche. Ist aber an einer Seite eine freie Gesteinswand vorhanden, so verändert sich der Wurftrichter derart, dass er, dem geringsten Widerstande folgend, sich dieser Seitenwand zuneigt. Werden mehrere neben einander liegende Bohrschüsse in verspanntem Felsen gleichzeitig abgefeuert, deren Wurftrichter sich bei entsprechender Tiefe und gegenseitiger Entfernung der Bohrlöcher kreuzen, so tritt eine gegenseitige Beeinflussung der Bohrschüsse ein, deren Wirkung sich in einer Verflachung der Wurftrichter, oder in einer Vergrösserung des Spitzenwinkels an der Bohrlochsohle äussert. Ist hierbei noch eine freie Seitenwand vorhanden, so neigen sich die verflachten Wurftrichter dieser Wand zu. Hierauf beruht die sog. Reihensprengung von der freien Wand, wobei die Bohrlöcher in einer geraden, zu dieser Wand parallelen Linie angeordnet, und gleichzeitig abgeschossen werden, um das Gestein streifenweise nach der freien Wand hin abzutrennen. Soll hierbei der Fels bis zu einer bestimmten Tiefe t' unter der ursprünglichen Sohle ausgesprengt werden, sodass die Spitzen der stehenbleibenden Zwischenkegel gleichfalls unter jene Tiefe zu liegen kommen, so wird dies mit Sicherheit nur erreicht, wenn die Vorgabe v, d. h. die Entfernung der Ladungsmittelpunkte von der freien Wand, nicht grösser als die Bohrlochtiefe t, sondern möglichst etwas kleiner, die Bohrlochtiefe $t = 2t'$ und die gegenseitige Entfernung der Löcher $e = t$ gewählt wird.

Bei der Regulierung der Donaukatarakte am Eisernen Tor (1890—95), wo dieses Verfahren unter Benutzung von Bohrlöchern von 70 mm Weite zur Anwendung kam, erhielten die Wurfkegel nach der freien Wand zu eine Neigung von ca. 22 $^1/_2$° und nach den benachbarten Löchern zu eine Neigung von 35° gegen die Horizontale, während sie rückwärts in einer ungefähr lotrechten Ebene durch die Bohrlochreihe abrissen. Die obersten Spitzen der stehengebliebenen Felskegel kamen dabei ungefähr 0,2 m tief unter die bedingte Sohlentiefe zu stehen, sodass das Sprenggut, welches vorläufig liegen blieb und die freie Wand verdeckte, nachträglich leicht durch Baggerung beseitigt werden konnte, ohne die Baggereimer gegen den Felsboden zu schleifen. Um baggerfähiges Sprenggut zu erhalten wurde dabei 0,8 bis 1 kg Sprengstoff (Sprenggelatine mit 93 % Nitroglyzerin, und dazwischen als „Zündherde" einzelne Packete Kieselguhrdynamit N:o 1, mit 75 % Nitroglyzerin) auf 1 cbm auszusprengendes Gestein verwendet, und die Ladungsformel $L = k\,(v \cdot e \cdot t)$ benutzt. Mit dieser Menge wurde das Bohrloch bis auf die obersten 0,4 oder 0,5 m vollgestopft, und darauf eine Zündpatrone aus Dynamit eingeführt (Zdl. 1895, N:o 10).

Digitized by Google

Taf. 11, Fig. 22—22_a. Regulierung von Kaimauerfundamenten im Hafen von Triest mittels Sprengung. Zur Erreichung der zum Anlegen der Schiffe erforderlichen Profilform der Mauern mussten die durch das Setzen der Fundamente verschobenen Mauerblöcke stellenweise abgesprengt werden, was unter Anwendung von Tauchern zum Anlegen der Bohrer und behufs Ladens geschah. Durch Erfahrung wurde festgestellt, dass drei auf der Blockfaçade von 2 m Breite angelegte Minen, und zwar eine in der Mitte und die anderen je 0,6 m rechts und links davon, zusammen mittels Elektrizität entzündet, am günstigsten wirkten. Die Minen hatten eine Bohrtiefe von 1,2 m (bei einer Blockhöhe von 1,5 m) und wurde dadurch der Kopf des Blockes in einer fast ebenen Fläche abgesprengt. Zum Bohren der Löcher wurden gewöhnliche Minenbohrstangen von 35 mm breiter Schneide, und ein Schlägel von 7 kg Gewicht benutzt. Bei jedem Bohrer wurden 3 Mann zum Heben und Drehen und 1 Mann als Zuschläger angewendet. Die Arbeit wurde auf einem gewöhnlichen, von leeren Fässern getragenen und an der Mauer verankerten Floss ausgeführt. Das Niedersteigen des Tauchers geschah mittels einer Strickleiter. Nach vollbrachter Bohrung drückte derselbe mit einem hölzernen Stempel die Dynamitpatrone in das Bohrloch und setzte dann behutsam eine Zündpatrone darauf, die durch eine mit Guttapercha isolierte Kupferdrahtleitung mit einem elektrischen Zündapparat (bestehend aus einer gewöhnlichen Elektrisiermaschine und Leidnerflasche) in Verbindung stand.

An anderen Stellen wo die Blöcke umgekehrt zu weit nach hinten verschoben waren, wurde von den Tauchern durch Einfügen von Steinplatten das fehlende Mauerwerk ersetzt (AB. 1882, Bl. 36).

„ „ Fig. 23—23_a. Felssprengungen in der Mosel. Zur Beseitigung eines gefährlichen Felsenriffes in der Mosel, 3 km oberhalb Coblenz, wurden von einem durch zwei gekuppelte Nachen *P* gebildeten schwimmenden Gerüste aus mittels 25 mm dicker Stahlbohrer die Bohrlöcher in den Felsen getrieben und mittels Dynamitpatronen gesprengt. Letztere wurden mit einer Bickford'schen Guttapercha-Zündschnur versehen und nebst der Schnur an einer bis über die Wasserfläche reichenden Weidenrute angebunden. Auf die Patrone wurde ein Besatz von Kies gegeben. Das Ansetzen der Bohrer und das Einbringen der Patronen in das Loch wurde durch einen Taucher *T* bewerkstelligt. Nach vollbrachtem Laden stieg derselbe an die Oberfläche, und begab sich nach dem Abschiessen wieder unter Wasser, setzte die Bohrstange an, und sammelte im Schutze eines zwischen den Nachen hängenden, mit Steinen belasteten Strombrechers *A* die gesprengten Felsenmassen in einen $^1/_4$ cbm haltenden eisernen Korb, welcher mittels einer Bockwinde und eines Flaschenzuges aufgeholt wurde. Die angewendete Mannschaft bestand aus 1 Aufseher, 2 Tauchern und 7 Arbeitern. Die Taucher lösten einander ab, so dass jeder täglich 5 Arbeitsstunden unter Wasser zubrachte. Von den Arbeitern waren stets 2 Mann an der Luftpumpe beschäftigt, 5 Mann aber beim Bohren zweier Bohrlöcher und beim Transport des gesprengten Gesteins. Die Kosten betrugen bei Taglohnarbeit 22 Mk. und bei Accordarbeit 19 Mk. für 1 cbm gesprengtes Gestein (CBl. 1884, S. 393).

In ähnlicher Weise geschah in den Jahren 1890—92 das Absprengen des früher erwähnten Felsengrundes „Lonnan“ vor dem Hafen von Helsingfors. Derselbe hatte eine Ausdehnung von 60 × 40 m und sollte von der vorhandenen kleinsten Wassertiefe von 5,6 m bis zu einer kleinsten Tiefe von 7,5 m abgesprengt werden. Hierbei wurde ein Floss von 20 × 15 m Fläche verwendet, welches von 170 leeren Fässern getragen wurde. Auf demselben arbeiteten gleichzeitig 4 Arbeitspartien, bestehend aus je 3 Mann, nebstdem 3 Taucher zur Anwendung kamen. Das Bohren geschah mittels Schlägelbohrer von 32 mm Durchmesser, wobei 2 Mann zum Drehen und 1 Zuschläger verwendet

Digitized by Google

wurden. Bei einem Versuch mit Stossbohren konnten in gleicher Zeit 4 Mann kaum soviel bohren, wie 3 Mann mittels Schlägelbohrer. Das Heben des Sprenggutes geschah mittels eines Priestman'schen Exkavators. Die Sprengkosten betrugen 52,33 Fr. für 1 cbm Fels, wofür durchschnittlich 2,3 lauf. m Löcher erforderlich waren. Jede Partie bohrte täglich 3,37 lauf. m Löcher, zum Accordpreise von 4,6 bis 4,9 Fr. für 1 m (Tkn. 1891, S. 100).

Bezüglich der Anwendung des Maschinenbohrens erbietet die Regulierung der Donau-Katarakte am Eisernen Tor ein interessantes Beispiel. Nachdem hier für die Felsbeseitigung im freien Strome die verschiedenen anderweitig angewendeten Methoden einer sachgemässen Erprobung unterzogen worden waren, ergab sich, dass für die dortigen Verhältnisse (fester Kalkstein und Diorit) bei grösseren und gleichmässigeren Wassertiefen (im Minimum ca. 0,5 m) das Maschinenbohren mittels Stossbohrer und Aussprengen am geeignetsten war, weshalb hierfür das mit Meisselbohrern versehene amerikanische Bohrschiff von Gilbert zur Anwendung kam. Dasselbe hatte einen hölzernen Schiffskörper von 22,2 m Länge, 7,88 m Breite, 2,20 m Höhe und 0,95 m Tiefgang, und befand sich am hinteren Ende eine 3,75 m breite und ca. 9 m lange Bühne, auf der drei auf einem Gleis in der Querrichtung des Schiffes verschiebbare Bohrwagen mit je einem Meisselbohrer Aufstellung fanden. Die Bohrer bestanden aus Schmiedeisenstangen von 50 mm Durchmesser und 4 bis 9 m Länge, die unten in einen stählernen Kreuzmeissel von 70 mm Kronendurchmesser übergingen. Die für die Bewegung des Bohrers angewendete Maschine (Ingersoll-Stossbohrmaschine) bestand nach Art der Nasmyth'schen Dampframme aus einem Dampfzylinder von 89 mm Dmr. und 180 mm Hub, an dessen Kolben das Gestänge des Meisselbohrers sass. Der Apparat wurde durch einen an der Sohle des Flusses aufsitzenden Rahmen, der mittels Wasserdruck angehoben oder gesenkt werden konnte, in lotrechter Richtung geführt. Der Dampf (6 Atm.) und das Druckwasser (8 Atm.) wurden in 40 mm weiten Gummischläuchen zugeführt. Um die Bohrstange gegen den Strömungsdruck und vor Verbiegungen zu schützen, sass dieselbe in einem Schutzrohr welches durch einen besonderen, an einem Führungsrahmen gleitenden und an der Sohle aufsitzenden Bohrfuss geführt wurde. Dieses Rohr diente auch zum Einführen der Ladung, was unmittelbar nach Herstellung und sorgfältiger Ausspülung des Bohrloches geschah.

Zur Erreichung eines ruhigen Standes während der Arbeit war das Schiff, nebst gehöriger Verankerung, auf 4 bewegliche Schiffsfüsse gestellt. Dieselben bestanden aus 11,5 m langen hölzernen Balken von 60 × 60 cm Querschnitt, welche mit Eisenschuh und Zahnstange versehen, und durch Knaggen und Zangenhölzer lotrecht geführt waren. Sie fielen durch ihr Eingewicht und konnten mittels Handbremse auf die Flussohle niedergelassen werden, worauf das Schiff durch Dampfbetrieb mittels Vorgelege und Gall'scher Kette gleichmässig um 50 mm angehoben wurde. Damit erhielten die 4 Schiffsfüsse ungefähr 8 t Belastung, sodass für gewöhnlich Strömung und Wellen keine Bewegungen des Schiffes mehr erzeugten; bei bewegterem Wasser wurde der Anhub entsprechend gesteigert. — Ein anderes derartiges Bohrschiff, ausgeführt von der Maschinenfabrik G. Luther in Braunschweig, erhielt 11 Stück, an einer Langseite des Schiffes geführte Bohrwagen. Ausserdem kamen dort auch 4 Bohrschiffe mit je 4 Bohrmaschinen zur Anwendung.

Bezüglich der Leistungsfähigkeit dieser Maschinen möge angeführt werden, dass das Bohrschiff N:o 1 mit 3 Bohrmaschinen im Jahre 1893 in 231 Arbeitstagen 10 312 cbm Felsen gesprengt hat, und entfielen durchschnittlich auf 1 Arbeitstag zu 20 Stunden 44,6 cbm, oder auf 1 Bohrmaschine in 1 Std. 0,74 cbm, während vom Bohrschiff N:o 2 mit 4 Bohrmaschinen in 188 Tagen 12 172 cbm, durchschnittlich in 1 Arbeitstag zu 20 Std. 64,8 cbm, oder von

Digitized by Google

1 Bohrmaschine in 1 Std. 0,81 cbm gesprengt wurden. Die grössere Leistungsfähigkeit dieser letzteren Bohrmaschinen beruht auf dem geringeren Zeitverlust durch den Stellungswechsel, infolge der grösseren Anzahl Bohrmaschinen.

Bezüglich der übrigen Bohrversuche sei erwähnt, dass Diamantbohrer von 60 mm Dmr., deren Kronen mit 10 Stück Diamanten besetzt waren, zur Anwendung kamen, wobei es sich aber zeigte, dass dieselben schon beim Durchdringen der über dem Felsen gelagerten Schotterschicht angegriffen, dann erheblich abgesplittert, oder einzelne Stücke ganz herausgerissen wurden. Diese im Bohrloch liegengebliebenen Diamantstücke verdarben sofort die Bohrkrone; man musste sich daher bemühen dieselben aufzuholen, oder sich entschliessen, das Bohrloch aufzugeben. Ferner wurden Hohlbohrer versucht, deren Kronen aus eingesetzten, in Quecksilber gehärteten Stahlmessern bestanden, sowie solche mit sägeförmiger Krone aus Krupp'schem und Böhler'schem Gussstahl, die aber alle nach zu kurzer Zeit abgeschliffen und unbrauchbar wurden (ÖZ. 1891—Zdl. 1895, S. 224, 340—AB. 1899—HZ. 1899).

Als ein Beispiel über die Anwendung von Diamantbohrern mit Benützung von elektrischer Kraft, möge die im Jahre 1890 in Angriff genommene Regulierung des sog. „Donau-Strudens" bei Grein in Nieder-Österreich angeführt werden. Infolge der kataraktartigen Strömung und der heftigen wellenartigen Gegenströmungen war bei dieser Stromschnelle eine Anwendung von Flössen oder Schiffen zur direkten Unterbringung eines Motors für die Bohrmaschine, und die Aufstellung von Transmissionsmechanismen ausgeschlossen, weshalb hier mechanische Arbeit in Elektrizität, und diese wieder durch eine über dem Diamantbohrer aufgestellte sekundäre Dynamomaschine von 3 PS in mechanische Arbeit umgesetzt wurde. Dazu wurde ein am Ufer aufstellbares krahnartiges Bohrgerüst angewendet, mit dessen Hilfe der Bohrapparat über jedem beliebigen Punkt des Wassers aufgestellt und in bohrende Bewegung versetzt werden konnte.

Das Bohrgestänge hatte 35 mm äusseren und 25 mm inneren Durchmesser und war aus 1 m langen Stücken zusammengesetzt. Die Bohrer machten 1500 bis 2000 Umdrehungen in der Minute, und übten einen Druck von 300 kg gegen die Sohle aus. Die Maximalleistung betrug im Granit 1 m Bohrlochlänge in den ersten 10 Minuten, 0,8 m in den folgenden, und ungef. 0,5 m in den weiteren 10 Minuten. Die Patrone wurde sofort nach Herausziehen des Bohrers eingesetzt, während die Entzündung aller im Verlaufe von 24 Stunden bewirkten Bohrlochladungen gewöhnlich nur einmal im Tage erfolgte. Es sollen aber auch hier mit den Diamanten ungünstige Erfahrungen ähnlicher Art wie beim „Eisernen Tor" gemacht worden sein (ÖZ. 1891) *).

c. Sprengen durch Unterminierung des abzusprengenden Gebietes.

Hierbei werden unter den zu beseitigenden Felsmassen durch bergmännische Arbeit entweder grössere Kammern, oder Gallerien und Querschläge ausgesprengt, dann sowohl die Decke dieser Räume, als auch die dieselbe tragenden Pfeiler mit Bohrminen versehen, und durch gleichzeitige elektrische Entzündung zum Einstürzen gebracht. Durch genügend tiefen Aushub der Hohlräume kann dabei ein grosser Teil der eingestürzten Massen unter die zu errei-

*) In Anbetracht der zahlreichen günstigen Erfahrungen die anderwärts, namentlich bei Tiefbohrungen, mit Diamantbohrern gemacht worden sind, hat man Grund anzunehmen, dass diese Misserfolge wohl auf einer mangelhaften Konstruktion der Bohrer beruht haben mögen.

Digitized by Google

chende Wassertiefe gebracht werden, sodass eine nachträgliche Beseitigung derselben nicht erforderlich ist.

Im allgemeinen ist aber dieses Verfahren kostspieliger und mehr zeitraubend als das vorhergehende, und kommt daher wohl nur an Stellen mit lebhafterem Schiffsverkehr in Frage, der durch die Sprengarbeiten nicht gestört werden soll.

Grossartige Ausführungen dieser Art sind in Amerika bewerkstelligt worden. Das älteste Beispiel ist die im Jahre 1870 vollbrachte Sprengung des Felsens „Blosom Rock“ im Hafen von San Francisco, welcher eine Ausdehnung von 60 × 32 m und eine Lage von 1,5 m unter der Wasserfläche hatte. Es wurde in dem Felsen ein Schacht abgeteuft, und in einer Tiefe von 12,5 m unter Nullwasser eine grosse Kammer ausgearbeitet, welche eine grösste Länge, Breite und Höhe von bezw. 42,5 m, 18,3 m und 3,7 m hatte. Die Dicke der Decke betrug ungef. 4,4 m, und wurde von 4 stehengebliebenen Felspfeilern, sowie von einer Anzahl hölzerner Säulen getragen. Zum Sprengen wurden 19 505 kg Pulver in 38 Bierfässern und 7 Kesselblechtonnen wasserdicht verpackt, an geeigneten Stellen in der Kammer angebracht und mit einem elektrischen Zündapparat in Verbindung gesetzt. Am 23. April 1870 wurde dann Wasser in die Kammer eingelassen und die Ladung aus einer Entfernung von 250 m entzündet. Im Mai desselben Jahres waren die Felsstrümmer bis auf 7,3 m Tiefe unter Niederwasser abgeräumt (ÖW. 1890, S. 288).

Viel grossartiger waren zwei darnach am Eingange zum Hafen von New York ausgeführte Sprengungen, wo behufs Erweiterung eines gefährlichen schmalen Sundes im East River, dem sog. „Hell Gate“ (Höllenthor), zwei ausgedehnte Felsenriffe: „Hallets Point“ und „Flood Rock“ beseitigt wurden. Die Hallets Point war eine von der Insel Long Island ausgehende, unter Wasser ca. 100 m weit ins Fahrwasser reichende Felszunge von ungef. 13 000 qm Fläche. Zur Beseitigung dieses aus Gneis bestehenden Riffes wurden auf demselben im Jahre 1869 die Arbeiten damit eingeleitet, dass mittels Fangdamm ein Raum wasserdicht abgeschlossen, und innerhalb desselben ein Schacht von 35,6 × 18,9 m Querschnitt bis auf 10 m Tiefe unter Niederwasser abgeteuft wurde. Von der Sohle dieses Schachtes aus wurden 9 Stollen von ca. 80 m Länge in radialer Richtung vorgetrieben und durch konzentrische Gallerien mit einander verbunden, sodass 172 Pfeiler von 0,8 qm Querschnitt und 3 bis 6,2 m Höhe entstanden, auf welchen die im Mittel 3 m starke, stehen gelassene Felsdecke ruhte. Stollen und Gallerien hatten zusammen eine Grundfläche von ungef. 2500 qm, und eine Gesamtlänge von ca. 2200 m. Pfeiler und Decke wurden mit Bohrminen von 80 mm Weite und 1,0 bis 3,5 m Tiefe — ca. 5000 an der Zahl — versehen, nebstdem auch freie Ladungen in den Stollen untergebracht wurden. Für diese auf einmal zu sprengenden Ladungen wurden 16 190 kg Dynamit und 13 160 kg andere Sprengpräparate, also im Ganzen 29 350 kg Sprengstoffe verwendet, und damit ca. 130 000 cbm Felsen beseitigt. — Nach 7 jähriger Arbeit geschah die Sprengung am 24. September 1876 und hatte vollkommen den gewünschten Erfolg. Nach Abräumung eines Teils der Sprengmassen wurde überall eine gleichmässige Tiefe von 8 m erreicht (ÖW. 1890, S. 288—DB. 1876, S. 440).

Noch vor Beendigung der Arbeiten am „Hollets Point“ wurde die Beseitigung des anderen Riffes „Flood Rock“, eines Gneisfelsens von 365,8 m Länge und 190,5 m Breite in gleicher Weise in Angriff genommen, um auf 8 m Tiefe unter Niederwasser gesenkt zu werden. Im Jahre 1875 wurde mit der Abteufung eines 19,5 m tiefen Schachtes begonnen, worauf von diesem aus 24

Digitized by Google

Gallerien parallel zur grössten Länge des Riffes, und senkrecht darauf Querschläge, beide von 9,3 qm Querschnitt vorgetrieben wurden, sodass die dazwischen gebliebenen 467 Pfeiler 1,4 qm Querschnitt, und die Decke eine Dicke von 3 bis 7 m erhielten. Die gesamte Länge der Gallerien und Querschläge betrug 6400 m und umfasste die Minierung eine Fläche von 37 000 qm. Decke und Pfeiler wurden mit zusammen 17 561 Bohrminen von 2,75 m Tiefe und 63,5 mm Weite angebohrt.

Als Sprengmittel wurde hier teils eine aus Chlorsaurem Kali und Nitrobenzol bestehende Verbindung („Rock a Rock"), die ungef. 95 % der Wirkung des Dynamites haben soll, teils Dynamit verwendet, und zwar 109 045 kg Rock a Rock und 19 201 kg Dynamit, ersteres in Kupferblech, letzteres in Messinghülsen eingeschlossen. — Am 10. Oktober 1885 geschah die Sprengung, wobei ca. 210 650 cbm Felsen zertrümmert wurden (CBl. 1885, S. 452, 515. — ÖW. 1890, S. 288).

d. Stossweises Zertrümmern von Felsen unter Wasser.

Dieses in neuerer Zeit namentlich bei weniger festem Felsen und kleineren auszuhebenden Tiefen mit Erfolg angewendete Verfahren besteht darin, dass eigens konstruierte Fallmeissel von grösserem Gewicht wiederholt auf den Felsen fallen gelassen werden, und denselben zertrümmern.

Ein solches Verfahren wurde z. B. 1886—87 bei der Regulierung der Moldau bei Troja (ca. 6 km unterhalb Prag) benutzt, wo der Boden aus hartem Tonschiefer mit schräger Schichtung bestand, und wo es selbst mit eigens konstruierten Bohrwerkzeugen nicht möglich war in die zerklüftete Felsmasse die behufs Minensprengung erforderlichen Bohrlöcher zu treiben. Es wurde daher der Boden zuerst innerhalb eines Taucherschachtes mittels Brechstangen in grösseren Stücken gelöst, dann mittels eines Zertrümmerungsapparates zerkleinert, und darauf durch einen Priestman'schen Exkavator aufgeholt. Dieser Zertrümmungsapparat bestand aus einem Rahmen, in dem sich mehrere aus bestem englischem Stahl angefertigte Fallmeissel bewegten, die durch die eigene Schwere in die Klüftungen des Gesteins eindrangen und dasselbe abbrachen (ÖW. 1890, S. 297).

Hierzu gehört auch der zuerst bei der Erweiterung des Suez-Kanals (1888) angewendete Felsenbagger (Derocheuse) von Lobnitz. Bei der Ausführung dieser Arbeit lag die Bedingung vor, den Kanal im Felsboden zu vertiefen und zu erweitern, ohne den Schiffverkehr durch Sprengen zu hemmen und zu gefährden. Der Apparat bestand der Hauptsache nach aus einem gewöhnlichen Eimerbagger zusammen mit einer Vorrichtung zum Zerkleinern von Felsen, Steinblöcken und solchem Erdreich, welches für den unmittelbaren Angriff der Eimer zu fest war, bestehend aus je 5 Fallmeisseln auf jeder Seite des Baggerapparates, in der Form von eisernen Pfählen von 12,6 m Länge, 200 × 200 mm Querschnitt und 4 Tonnen Gewicht, welche unten mit einer Stahlspitze versehen waren und zwischen Führungen mittels hydraulischer Flaschenzüge bis zu 18 m Höhe emporgezogen, und auf den zu zertrümmernden Boden frei fallen gelassen wurden. Dieselben konnten 8 bis 10 Schläge in der Minute ausführen. Das Schiff hatte 54 m Länge, 12,2 m Breite, 3,6 m Höhe und 2,7 m Tiefgang. Zur Bewegung der bis zu 9 m Tiefe arbeitenden Eimerkette diente eine Dampfmaschine von 200 PS. Bei den ersten Versuchen in Greenock wurden mit der Maschine ca. 43 t Felsen in der Stunde gebrochen und em-

Digitized by Google

porgefördert (GC. 1888, II, S. 129, Pl. IX—NA. 1890, S. 43—Zdl. 1895, S. 333 —Engg. 1893, I. S. 42).

Nachdem aber derartige vereinigte Meissel- und Baggerschiffe im allgemeinen zu kompliziert sind, um damit günstige Arbeitsleistungen zu erzielen, so hat man es bei späteren Gelegenheiten vorgezogen die beiden Apparate zu trennen, und wie bei obgenannten Arbeiten in der Moldau besondere Fallmeisselschiffe nur behufs Zertrümmerung des Bodens anzuwenden, und das Aufholen des Gesteins durch besondere Bagger besorgen zu lassen.

Dies geschah z. B. bei der Regulierung der Donau-Katarakte am Eisernen Tor, wo dieses Verfahren bei kleineren Aushubtiefen, namentlich bei stark zackiger Sohlengestaltung mit Vorteil zur Anwendung kam. Dabei wurde zuerst ein Fallmeisselschiff von Lobnitz angewendet, das aus einem von zwei hölzernen Kähnen gebildeten Doppelboot von 35,2 m Länge und 15,2 m Breite bestand, in dessen Mitte ein 11,8 m hohes Dreibeingerüst errichtet war. Über die obere Rolle des letzteren lief eine Lastkette, an welcher nach Art der Kunstrammen ein Fallblock mit Fangglocke und Winkelhebel aufgehängt war, der beim Hinablassen den Kopf des unten stehenden Fallmeissels fasste, sodass dieser durch eine Winde hochgezogen und wie bei den Kunstrammen in beliebiger Höhe ausgelöst und fallen gelassen werden konnte. Der 8,8 m lange, 350 × 350 mm starke und 8,5 t schwere Fallmeissel hatte keinerlei Führung, sondern fiel ganz frei durch einen zwischen den Kähnen befindlichen, gezimmerten Schacht von 1,25 × 1,25 m Weite, und wurde durch diesen nach dem Aufstossen auf die Sohle am Umfallen gehindert. Ein anderer dort angewendeter Apparat dieser Art hatte folgende Anordnung:

Taf. 12, Fig. 1—3. Fallmeisselapparat von G. Luther in Braunschweig. Derselbe hatte einen einheitlichen eisernen Schiffskörper von 60 m Länge und 12 m Breite, und in der Mitte einen 3 × 3 m weiten Meisselschacht. Hierbei kamen Meissel *M* von 6 bis 8 m Länge, 400 × 400 bis 500 × 500 mm Querschnitt, und 8 bis 10 t Gewicht zur Anwendung (Fig. 1). Dieselben bestanden aus Schmiedeisen, waren unten einschneidig und hatten eine 1,5 bis 2,5 m lange, 100 mm dicke, in der Schneidenbreite durchgehende Stahlseele mit etwa 90 gradigem Schneidenwinkel eingeschweisst (Fig. 2). Der Meisselschacht war auf 2,5 × 2,5 m lichter Weite mit Eichenholz ausgefüttert, und erhielt in den Ecken lotrechte, bis 4 m über Deck reichende, eisenbeschlagene Leitbalken, für ein aus 4 Balken gezimmertes, gleichfalls mit Eisen beschlagenes Führungskreuz *K*, durch dessen Mittelöffnung von 600 × 600 mm Weite der Meissel frei durchfiel, sich dabei aber um seine Achse nicht drehen konnte. Das lose Führungskreuz wurde je nach der Tiefe des Wassers an den Leitbalken mittels Vorsteckbolzen in solcher Höhe festgestellt, dass der Kopf des unten aufstehenden Meissels noch darüber hervorragte, um von der Fangglocke *G* erfasst werden zu können. Die Anordnung der letzteren ist aus Fig. 3 zu ersehen. Die Meisselwinde hatte eine Maschine von 40 PS und wurde die Kettentrommel mittelst Klauenkupplung ein- und ausgerückt. Bei 6 bis 8 m Meisselanhub erfolgte durchschnittlich 1 Stoss in der Minute.

Die hier angewendete Meisselform hat den Vorzug, dass sich der Schneidewinkel der jeweiligen Beschaffenheit des Gesteins von selbst anpasst, indem bei tieferem Eindringen des Meissels in weicheres Gestein das seitliche Schmiedeisen mehr abgenutzt wird als die Stahlschneide und daher der Meissel sich zuspitzt, während er in härterem Gestein weniger tief eindringt, an den Seiten weniger abgenutzt wird, und demgemäss stumpf bleibt. Die Herstellung dieser Meissel war mit grossen Schwierigkeiten verbunden. Anfänglich brachen sie nach kaum 100 Stössen, später ist aber ihre Haltbarkeit auf mindestens 60 000 bis 120 000 Stösse gesteigert worden, bevor der Bruch eintrat. Der Bruch erfolgte stets im mittleren Teile mit kristallinisch gewordenem Gefüge.

Digitized by Google

Diese Fallmeisselschiffe haben sich vorzüglich bewährt, sind im Betriebe ohne jede Gefahr und verursuchen wenig Reparaturen und Betriebsstörungen. Sie erzeugen bei richtigem Arbeitsverständnis ein gut zerkleinertes, baggerungsfähiges Trümmergestein und arbeiten bis zu Felstiefen von etwa 40 cm vortheilhafter als Bohrschiffe, während es zwischen 40 und 60 cm, namentlich bei stark zackiger Flussohle, von den örtlichen Verhältnissen abhängt, welches Verfahren zweckmässiger ist. Bei Felstiefen über 60 cm verdient jedoch zumeist das Bohrschiff den Vorzug. Mit dem Fallmeisselschiff N:o 1 wurden im Jahre 1893 in 104 Arbeitstagen 6 618 cbm Felsen zertrümmert; es kommen daher durchschnittlich auf 1 Arbeitstag zu 20 Stunden 63,6 cbm, und auf 1 Arbeitsstunde 3,18 cbm. Die angewendeten 3 Meisselschiffe haben im selben Jahre zusammen 793 121 Stösse geleistet, und entfallen daher durchschnittlich auf 1 Meissel in 1 Arbeitstag zu 20 Stunden 1555,14 Stösse, oder in 1 Arbeitsstunde 77,75 Stösse, wobei 1 Stoss in 46 Sek. 0,04 cbm Felsen zertrümmerte (Zdl. 1895, N:o 12).

Es sei hier noch ein vom Ing. Thunhart für die Regulierungsarbeiten am Eisernen Tor vorgeschlagenes Felsbrechschiff anderer Art erwähnt. Dasselbe sollte aus einem Eisenschiff bestehen, in dessen Längsachse 6 oben offene und unten geschlossene elliptische Schächte von 2,2 × 1,3 m Querschnitt derart eingehängt sind, dass sie durch hydraulischen Druck leicht auf und ab bewegt werden können und in welchen je ein Dampfhammer derart eingebaut ist, dass seine verlängerte Kolbenstange wasserdicht unter dem Schachtboden vortreten kann. Am unteren Ende der Kolbenstange ist ein auswechselbarer Kreuzmeissel von 25 cm Durchmesser befestigt. Die ungarische Regierung liess im Jahre 1890 ein solches Schiff (jedoch mit nur einem Meissel) bauen und am sog. Jucz-Katarakte versuchsweise zur Anwendung bringen. Der Apparat arbeitete mit 100 bis 120 Schlägen in der Minute, und erwies anfangs in dem harten Diorit-Gestein ein günstiges Resultat, allein infolge von zahlreichen Reparaturen und Betriebsstörungen wurde von einer weiteren Anwendung desselben abgesehen (ÖZ. 1891, S. 147. — Zdl. 1895, S. 161).

D. Taucherapparate.

Das Tauchen bezweckt den Aufenthalt von Menchen unter Wasser behufs Verrichtung von Arbeiten. Hierbei werden besondere Taucherapparate angewendet, deren Hauptzweck es ist, den Tauchern durch permanente Luftzufuhr den Aufenthalt unter Wasser zu ermöglichen. Es werden hauptsächlich dreierlei Taucherapparate benutzt, nämlich: der Taucheranzug, die Taucherglocke und Taucherschächte.

Nachdem die dem Taucher zugeführte Luft einen Druck haben muss, welcher wenigstens gleich ist demjenigen des ihn umgebenden Wassers, der menschliche Organismus aber bei gesunder kräftiger Konstitution ohne Lebensgefahr nur einen gewissen maximalen Luftdruck aushalten kann, so ist hierdurch die grösste Tiefe, bis zu welcher Taucher überhaupt eindringen können, beschränkt. Als Grenze gilt erfahrungsgemäss eine Wassertiefe von etwa 45 m der ein Überdruck von 4 ½ Atm. entspricht; doch sollen gut ausgerüstete, geschickte Taucher ohne Gefahr bis zu etwa 60 m Tiefe vordringen können. Zum Ersatz für die

Digitized by Google

Druckverluste in den Leitungen und zur Sicherheit für die Überwindung des Wasserdruckes erhält die Luft bei Einpressung einen ungef. 1 Atm. grösseren Druck, als der jeweiligen Tiefe entspricht.

1. Der Taucheranzug.

Der Taucheranzug (Schwimmjacke, Scaphander) wurde im Jahre 1850 von Cabirot in Paris erfunden und hat seitdem infolge seiner besonderen Zweckmässigkeit eine überaus grosse Verbreitung gefunden. Derselbe besteht aus einem geräumigen, den Kopf des Tauchers umschliessenden kupfernen Helm und einem mit Ausnahme der Hände den ganzen Körper umschliessenden Gummianzug, welcher mit dem Helm wasserdicht verschraubt, und an den Handgelenken durch Kautschuk-Manschetten luftdicht abgeschlossen ist. Die Zuführung der Luft geschieht durch einen Kautschukschlauch, welcher von einer über Wasser befindlichen Luftpumpe zum Helm des Tauchers geführt ist. Letzterer ist an der Eintrittstelle, für den Fall eines Schlauchbruches, gegen das Eindringen des Wassers durch ein Ventil geschützt. Zum Überwinden des Auftriebes wird der Taucheranzug mit Bleigewichten beschwert, welche an Brust, Rücken und an den Schuhsohlen angebracht sind.

Bei grösseren Tiefen, oder wenn sonst eine besondere Beleuchtung erforderlich ist, wird der Taucher mit einer unterseeischen Lampe versehen, welche entweder eine Petroleumlampe besonderer Konstruktion ist, und mittels eines besonderen Schlauches die nöthige Luft zugeführt erhält, oder man verwendet dort wo die zur Hervorbringung von Elektrizität erforderlichen Maschinen vorhanden sind, mit Vorteil elektrische Lampen. Zur Ausrüstung des Tauchers gehört auch eine Signalleine und ein in eine Scheide gestecktes Messer. Das Nieder- und Aufsteigen geschieht mittels einer hölzernen Leiter oder einer Strickleiter.

Der Taucheranzug hat gegenüber den übrigen Taucherapparaten den Vorteil, dass er dem Taucher vollständig freie Bewegung gestattet. Seine Bedeutung für die moderne Technik wird von C. Freih. v. Popp durch folgenden Ausspruch treffend charakterisiert: „Die Kriegsschiffe aller civilisierten Nationen führen Taucher und Apparate an Bord, um Beschädigungen am Propeller und dem Schiffsboden schnell reparieren zu können, und in fremden Häfen das Docken zu ersparen. Alle Bergwerke halten sich geübte Taucher, um Pumpen in ersoffenen Schächten zu reparieren etc. Und endlich dem Wasserbau-Ingenieur ist Manches jetzt ein Spiel, was früher für unausführbar galt; er beschäftigt seine Zimmerleute und Maurer unter wie über Wasser, lässt Spundwände unter Wasser kalfatern und abstemmen, Quader versetzen, Minen legen und kann sich schliesslich selbst, die Lampe in der Hand, von der richtigen Ausführung überzeugen“ (ÖW. 1876, S. 296).

Digitized by Google

Der Taucheranzug leidet aber an dem Mangel, dass er in starker Strömung nicht anwendbar ist, da durch dieselbe der Taucher leicht fortgerissen wird. Bei kleineren Wassertiefen können jedoch in solchen Fällen (wie in Fig. 23, Taf. 11) Strombrecher zur Anwendung kommen, wodurch der Taucher gegen die Strömung geschützt ist.

Taf. 12, Fig. 4—4_a. Gewöhnlicher Taucheranzug (Scaphander) in der Ausführung der Firma Barnet & Foster in London. Der Helm besteht, in sonst allgemein üblicher Weise, aus zwei an einander geschraubten Teilen, dem Kopf- und dem Halsteil, zwischen deren Flanschen der Anzug festgeklemmt ist. Das Kopfstück ist für den Ausblick des Tauchers vorne und an den Seiten mit Glasscheiben versehen, von denen die vordere als Klappe geöffnet werden kann, um dem Taucher nach dem Aufstieg sofort frische Luft zu verschaffen. Die Zuführung der Luft geschieht durch ein an der Rückseite des Helms (Fig. 4_a) angebrachtes Rohrstück, während deren Austritt durch ein besonderes, am Helme seitwärts angebrachtes, durch den Taucher selbst stellbares Federventil stattfindet. Die behufs Belastung an Brust und Rücken angebrachten Bleigewichte sind mittels Ketten am Helm angehängt. Diese infolge ihrer Einfachheit beliebte und vielfach angewendete Anordnung des Taucheranzuges leidet an dem Mangel, dass die in den Helm eintretende frische Luft mit der bereits ausgeatmeten vermengt, und dadurch der Atmungsprocess des Tauchers erschwert wird. Dieser Übelstand wird durch die Anwendung des folgenden Regulators vermieden.

„ „ Fig. 5—5_a. Regulator von Denayrouze. Dieser ursprünglich von der Firma Rouquayrol-Denayrouze in Paris ausgeführte Apparat bezweckt, dem Taucher nur reine Luft zuzuführen, und zwar in den Mengen, als von demselben jeweilig erfordert wird. Der Apparat wird vom Taucher wie ein Tornister auf dem Rücken getragen, und besteht aus einem ca. 8 Liter fassenden Reservoir *A* aus Eisenblech (Fig. 5), welchem die von der Luftpumpe kommende Luft mittels des Schlauches *L* zugeführt wird, und aus einem darauf genietetem Zylinder *B*, welcher oberhalb mit einer elastischen Kautschukplatte geschlossen ist, und durch einen mit dem Mundstück *F* versehenen Schlauch *E* unmittelbar mit dem Munde des Tauchers in Verbindung steht. Die beiden Behälter *A* und *B* kommunizieren mit einander durch ein Ventil *e*, welches durch die in *A* komprimierte Luft geschlossen gehalten wird, und durch einen Schaft mit der Kautschukplatte über dem Behälter *B* in Verbindung steht, so dass es sich mit der Platte hebt und senkt. Bei jedem Atemzug des Tauchers wird die Luft in *B* verdünnt, infolge dessen sich die Kautschukplatte unter dem äusseren Wasserdruck senkt, wodurch das Ventil *c* geöffnet und soviel Luft von *A* eingelassen wird, dass sich die Platte bis zum abermaligen Schliessen des Ventils hebt. Zum Ausatmen ist am Mundstückschlauch an einem kleinen Stutzen *D* (Fig. 5_a) ein Ventil angebracht, welches durch die ausgeatmete Luft geöffnet, durch den Wasserdruck jedoch geschlossen wird. Dasselbe besteht aus zwei dünnen Kautschukblättchen, die sich nur durch Blasen von innen öffnen, während sie durch den geringsten Überdruck von aussen geschlossen werden.

Der zum Mundstück führende Schlauch *E* geht mittels eines Rohrstückes aus Metall luftdicht durch die Helmwand. Das Mundstück selbst besteht aus einem gebogenen Kautschukblatt *F* (Fig. 5), mit zwei vorstehenden Ansätzen, welche zwischen die Zähne genommen werden, während das Blatt *F* zwischen Lippen und Zähne festgeklemmt wird. Damit ungeübte Taucher nicht in die Versuchung kommen durch die Nase atmen zu wollen, wird dieselbe eventuell durch einen Klemmer geschlossen gehalten (ÖW. 1876, S. 296—AB. 1876, Bl. 86—DB. 1869, S. 24).

Digitized by Google

Um die Vorteile des gewöhnlichen Scaphanders mit demjenigen des Regulator-Apparets zu vereinigen, wurde von der Firma Rouquayrol-Denayrouze in Übereinstimmung mit Textfig. 49—49_a ein kombinierter Apparat zur Anwendung gebracht, welcher als der vollkommenste Taucherapparat angesehen werden kann. Der Kopfteil des Helms hat hier ausser den früher erwähnten drei Gläsern noch ein viertes, das ein bequemes Sehen nach oben gestattet. Die Luft kann entweder wie beim gewöhnlichen Scaphander bei *G* unmittelbar in den Helm geleitet werden, oder durch das Mundstückrohr *EF* vom Regulator, oder von beiden Leitungen zugleich entnommen werden. *H* ist das Federventil zum Entweichen der überschüssigen Luft und *J* ein Hahn zum Auslassen der Luft aus dem Anzug. Bei *E* wird zur Verbindung mit dem Regulator ein Schlauch angeschraubt (ÖZ. 1876, S. 298).

Fig. 49.

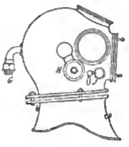
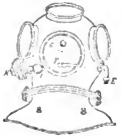


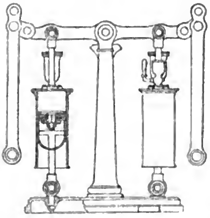
Fig. 49_a.



1 : 15

Taucherhelm von Rouquayrol-Denayrouze.

Fig. 50.



1 : $15{,}5$

Zweizylindrige Luftpumpe für Taucherapparate.

Die Luftpumpe ist gewöhnlich zweizylindrig, selten dreizylindrig, und wird entweder mittels Balancier oder mittels Kurbeln und Schwungrad in Bewegung gesetzt. Dieselbe muss mit einem Manometer versehen sein, um den Druck, bezw. den Gang der Pumpe entsprechend der Tiefe bemessen zu können.

Textfig. 50 ist eine zweizylindrige Luftpumpe mit Balancier, wie solche ursprünglich für die Taucherapparate von Denayrouze verwendet wurde, und sich überall gut bewährt hat. Bei derselben werden die Zylinder auf und ab bewegt, während die Kolben unten fest sind und um einen festen Bolzen schwingen. Hierdurch kann man stets Wasser auf den Kolben halten, um die Zylinder zu kühlen. Das Ansaugen der Luft geschieht durch die in den Kolben befindlichen Saugventile, während die komprimierte Luft von den Zylindern entnommen wird (ÖZ. 1876, S. 299).

Taf. 12, Fig. 6. Tauchereinrichtung der Firma Flohr & Devaranne in Kiel.

„ „ Fig. 7. Eiserner Schutzmantel für Taucher gegen die Strömung, angewendet beim Ausziehen alter Pfähle aus dem Rhein bei Mainz. Da die Köpfe der auszuziehenden Grundpfähle von Steinen umgeben waren, musste behufs Anbringung der Hubkette ein Taucher angewendet werden, welcher die Pfahlköpfe freizulegen und die Kette anzubringen hatte. Dies geschah im Schutze eines Blechzylinders von 2,5 m Weite, welcher aus 1 m hohen Trommeln mittels Flanschen und Schrauben zusammengesetzt, und an einem schwimmenden Gerüst zwischen zwei Pontons aufgehängt war. Jede Trommel war zum Einhängen von Windketten mit zwei Bügeln versehen, wodurch der Schacht während der Versenkung allmählich verlängert werden konnte. Das Ausziehen der Pfähle geschah mittels eines Schraubenapparates wie Textfig. 48 (DB. 1887, S. 619).

Digitized by Google

2. Die Taucherglocke.

Dieser Taucherapparat besteht aus einem glockenförmigen eisernen Behälter, welcher an Ketten hängend in das Wasser niedergelassen wird, und in welchen für die darin befindliche Mannschaft durch einen Schlauch Luft eingepresst wird. Da die Taucherglocke zur Überwindung des Auftriebes ein verhältnismässig grosses Eigengewicht erhalten muss, so wird sie am einfachsten aus Gusseisen ausgeführt, und zwar aus einem oder aus zwei Stücken, im letzteren Falle mit besonders aufgeschraubter Decke. Die Wände erhalten oben etwa 4 cm und unten 7 cm Dicke, und werden mit Sitzbänken, sowie unterst mit einem Fussbrett für die Mannschaft versehen. Zur Beleuchtung des Inneren wird die Decke mit Glaslinsen versehen. Das Absenken geschieht von einem Gerüst aus mittels Flaschenzug.

Die Taucherglocke mit kontinuierlicher Luftzuführung wurde im Jahre 1716 von Dr. E. Halley erfunden, und im Jahre 1779 von Smeaton verbessert. Dieselbe kommt aber seit der Einführung des Taucheranzuges nur mehr selten zur Anwendung, da sie die Wirksamkeit des Tauchers nur auf den verhältnismässig kleinen Glockenraum beschränkt, und schwerfällig ist. Bei Strömung und Wellenschlag ist sie zwar im allgemeinen besser anzuwenden als der Taucheranzug, kann aber dabei auch in störende pendelnde Schwingungen geraten und durch Anstossen gegen Felsen usw. leicht beschädigt werden.

3. Taucherschächte.

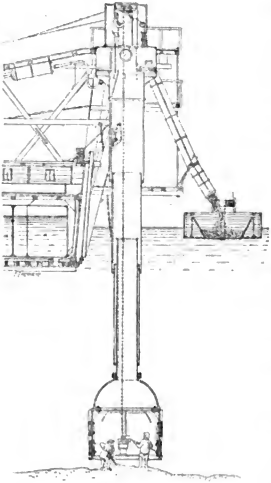
Die Taucherschächte sind Taucherglocken, bei denen anstatt des Luftzuführungs-Schlauches ein Schachtrohr zur Anwendung kommt, durch welches sowohl die Arbeiter mit der äusseren Luft kommunizieren, als auch Materialien befördert werden können. Zu dem Zwecke ist das Schachtrohr mit einer Luftschleuse versehen, die den Übergang zwischen der äusseren Luft und der inneren Druckluft vermittelt, und deren Anordnung die gleiche ist wie bei den später beschriebenen, bei Druckluftgründungen angewendeten Caissons.

Taf. 12, Fig. 8. Taucherschacht, angewendet bei den Felssprengungen in der Moldau zwischen Prag und Melnik. Die Sprengungen geschahen mittels Bohrminen, deren Herstellung von der Wasserfläche aus mittels eines aus 4 gekuppelten Kähnen bestehenden Schwimmgerüstes, unter Anwendung von Stossbohrern geschah, während der Taucherschacht zum Aufholen des abgesprengten Gesteins benutzt wurde. Derselbe besteht aus einem Blechkasten, welcher den Arbeitsraum A von 1,5 m Breite und 4 m Länge, und unmittelbar über demselben zwei durch eine Vertikalwand getrennte Luftschleusen K_1 und K_2 enthält, sowie aus zwei mit diesem Kasten in Verbindung stehenden Ballasträumen B_1 und B_2. Die Luftschleusen stehen mit dem Arbeitsraum durch die Bodenklappen v_3 und v_4 und mit der äusseren Luft durch die Thüren v_1 und v_2, sowie durch die Hähne h in Verbindung. Die Ballasträume bezwecken,

Digitized by Google

den Schacht durch Einpumpen einer der jeweiligen Tiefe entsprechenden Wassermenge bis zur Flussohle niedersenken zu können. Die Beleuchtung der Luftschleuse und des Arbeitsraumes geschieht durch in der Decke angebrachte Glasscheiben. Der Apparat ist mittels Ketten an einem, über zwei gekuppelten Schiffen aufgeführten Schwimmgerüst aufgehängt. Die Aufhängungsketten laufen über die Rollen *R* und geschieht das Aufziehen und Niederlassen des Schachtes mittels der Winde *W*. Dabei wird der Apparat in vertikaler Richtung durch die Friktionsrollen *O* längs der ⊔ förmigen Ständer *I* geführt. Zur Minderung der Strömung kann vorne an der Stromseite zwischen den beiden Schiffen eine Schütze *F* niedergeschoben werden. Die Förderung des abgesprengten Gesteins geschieht in der Art, dass der Schacht an der betreffenden Stelle niedergesenkt, und das Gestein zuerst mittels Winden in die Luftschleusen, und von dort nach Schliessung des Arbeitsraumes nach aussen befördert wird (ÖW. 1890, S. 297).

Fig. 51.



1 : 200
Taucherschacht, angewendet im Hafen von Pola.

Derartige Taucherschächte sind auch anderwärts zur Anwendung gekommen, wie z. B. im Rhein und in der Elbe usw. (ZfB. 1896, S. 98 – 1899, Bl. 38 – 1903, Bl. 41 – 42).

Nebenstehende Textfigur 51 zeigt einen Taucherschacht nach B. Morell's Patent, wie selber beim Bau des zweiten Trockendocks in Pola benutzt wurde, wobei zur Erreichung verschiedener Tiefen ein Schachtrohr von veränderlicher Länge zur Anwendung kam. Der Apparat bestand aus einer Glocke von 3 m Breite, 6 m Länge und 3,7 m Höhe, welche mit der an einem Gerüst am Ende eines hölzernen Fahrzeuges befestigten Luftschleuse durch ein aus drei teleskopartig in einander verschiedbaren Teilen zusammengesetztes Schachtrohr in Verbindung stand. Hierdurch konnten bei demselben Stand der Luftschleuse alle Tiefen zwischen 4 und 12 m erreicht werden. Das Schachtrohr hatte in den einzelnen Teilen bezw. 1,6 m, 1,4 m und 1,0 m lichter Weite, und wurde die Glocke mit dem untersten Rohrstück durch eine Hubkette mittels Dampfwinde gehoben. Zur Ausgleichung des verschiedenen Gewichtes des Taucherschachtes bei leerem und luftgefülltem Zustand befanden sich an den Enden des Fahrzeuges eiserne Wasserbehälter *a* welche je nach Bedarf mit Wasserballast gefüllt wurden.

Der Apparat wurde dazu verwendet, um den Felsen, auf welchem die aus Santoringuss-Mauerwerk herzustellende Umschliessung der Baugrube des Docks zu stehen kommen sollte, von Schlamm zu reinigen, das verwitterte Gestein zu entfernen, und durch Ausfüllen der Felsspalten und Abgleichen des Bodens, denselben zur Aufnahme des Gussmauerwerks vorzubereiten. Die Vorrichtung hat sich während der Verwendung unter 560 Tagen und Nächten sehr gut bewährt, und wurden in jener Zeit gegen 3000 cbm Schlamm, 2900 cbm verwittertem Gestein, sowie zur Füllung der Spalten und zur Abgleichung des Bodens 400 cbm Zement durch den Schacht gefördert (ÖZ. 1376, S. 54).

Digitized by Google

E. Hölzerne Pfähle, Bohl-, Spund- und Pfahlwände.

1. Pfähle.

Die hölzernen Pfähle (Piloten) sind runde Baumstämme oder kantige Hölzer, die bis zu entsprechender Tiefe in die Erde versenkt, zum Tragen von Bauwerken usw. dienen. Alle Holzarten von genügender Festigkeit, genügenden Dimensionen und geradem Wuchs können zu Pfählen verwendet werden, daher in den nordischen Ländern das Kiefernholz seines schlanken Wuchses, genügender Festigkeit und leichter Beschaffung wegen hauptsächlich benutzt wird, während sonst auch Fichten-, Tannen-, Lärchen-, Buchen- und Eichenholz usw., je nachdem dieselben am Ort der Verwendung am leichtesten zu beschaffen sind, zur Anwendung kommen. Das Eichenholz eignet sich seiner grösseren Festigkeit und Dauerhaftigkeit wegen namentlich für solche Pfähle, die der wechselnden Einwirkung von Wasser und Luft ausgesetzt sind.

Die aus einem Baumstamm erhältliche grösste Pfahllänge beträgt in der Regel etwa 12 bis 15 m ausnahmsweise bis zu etwa 20 m; es können aber durch Aufsetzen zweier oder mehrerer Hölzer auf einander (Aufpfropfen) auch viel grössere Pfahllängen erhalten werden. Der mittlere Durchmesser der zu Pfählenbenutzten Rundhölzer beträgt meistens zwischen etwa 25 und 35 cm und kann etwa

$$d = 0{,}2 + 0{,}015\, l \text{ Meter}$$

angenommen werden, wenn l die Länge des Holzes bedeutet.

Runde Pfähle haben gegenüber solchen aus kantigem Holz sowohl den Vorteil des Fortfallens der Arbeiskosten für die Herstellung des Kantholzes, als auch den Vorteil der dem grösseren Querschnitt entsprechenden grösseren Tragfähigkeit, wohl auch einer grösseren Dauerhaftigkeit, dagegen den Nachteil grösserer Transportkosten. Man verwendet daher Pfähle aus Kantholz, ausser zu Pfahl- und Spundwänden, meistens nur an Stellen, wo der Bezug von grösseren Entfernungen geschehen muss, also namentlich in Ländern, wo, wie z. B. in England, hauptsächlich importiertes Bauholz zur Anwendung kommt.

Die Pfähle kommen entweder einzeln in Reihen oder in Bündeln als sog. Spitzpfähle, die am unteren Ende mit einer Spitze versehen sind, zur Anwendung, oder werden dieselben in dichten Reihen zu Pfahl- oder Spundwänden benutzt, in welchem Falle sie am unteren Ende keilförmig zugeschärft sind. Die Spitzpfähle sind entweder Grundpfähle, wenn sie ganz oder zum grössten Teil im Boden stecken, oder Langpfähle, wenn sie mit einem grösseren Teil ihrer Länge über dem Erdboden vorragen.

Die Tragfähigkeit der Pfähle hängt hauptsächlich von der Beschaffen-

Digitized by Google

heit des Grundes ab. Man pflegt dieselben gewöhnlich nur mit höchstens 8 bis 10 kg f. d. qcm der Querschnittsfläche zu belasten, so dass ein Pfahl von z. B. 25 cm Durchmesser eine Gesamtlast von rd. 4000 bis 5000 kg erhält. Es können aber als äusserste Grenze etwa 50 bis 70 kg f. d. qcm, also bei einem Pfahl von 25 cm Durchmesser eine Gesamtlast von rd. 25 000 bis 34 000 kg in Frage kommen. *)

Da die letzteren Zahlen der sonst üblichen zulässigen Inanspruchnahme des Nadelholzes, ohne Rücksicht auf eventuelle Knickung entspricht, so kann eine solche Belastung nur bei Pfählen in Frage kommen, die weder in den Boden weiter eindringen (also auf Felsboden oder sonstigem festem Boden aufsitzen) noch seitlich ausknicken können. Dort wo dies nicht der Fall ist, kann die Tragfähigkeit eines Pfahles bei dem meistens angewendeten Eintreiben mittels eines von entsprechender Höhe fallenden Rammklotzes (Rambären), aus dem Masse des Eindringens bei dem letzten Schlage beurteilt werden. Hierbei hält man sich vielfach an eine alte Regel von Perronet, wonach ein Pfahl als feststehend und für gewöhnliche Bauwerke als genügend tragfähig angesehen werden kann, wenn derselbe während mehrerer Hitzen von 25 bis 30 Schlägen, bei einem Bärgewicht von etwa 300 kg und einer Fallhöhe von 1,5 m, nicht mehr als etwa 4 bis 6 mm pro Hitze eindringt. Ein numerischer Wert für die zulässige Belastung ergibt sich aus der Theorie des Stosses durch folgende Betrachtung. **)

Bezeichnen M und m die Massen, Q und q die Gewichte bezw. des Rammbären und des Pfahles und v die Endgeschwindigkeit des ersteren bei der Fallhöhe h, so ist der durch den Stoss herbeigeführte Verlust an lebendiger Kraft

$$\frac{Mm}{M+m} \cdot \frac{v^2}{2},$$

daher der von der ursprünglich vorhandenen lebendigen Kraft $\frac{Mv^2}{2}$ verbleibende Rest

$$\frac{Mv^2}{2} - \frac{Mm}{M+m} \cdot \frac{v^2}{2} = \frac{Mv^2}{2} \cdot \frac{M}{M+m} = \frac{Qv^2}{2g} \cdot \frac{Q}{Q+q} = \frac{hQ^2}{Q+q}.$$

Bezeichnet daher P den Widerstand oder die Tragfähigkeit des Pfahles, bezw. die grösste Belastung, welche derselbe ohne tiefer einzudringen noch tragen kann, und e das Eindringen des Pfahles beim letzten Schlage, so ist unter Voraussetzung, dass der ganze Rest an lebendiger Kraft zur Überwindung jenes Widerstandes angewendet wird:

*) Bei den neuen Lagerhäusern in Triest beträgt z. B. die Belastung der Pfähle 35 kg pro qcm (ÖZ. 1891, S. 1884).

**) Vergl. Ritter, Lehrbuch der techn. Mechanik. Hannover 1877.

Digitized by Google

$$Pe = \frac{hQ^2}{Q+q} + (Q+q)\,e$$

$$P = \frac{hQ^2}{e(Q+q)} + Q + q.$$

Da $Q + q$ bei schweren Rammarbeiten im Verhältnis zu dem Rammwiderstande sehr gering ist, so kann näherungsweise:

$$P = \frac{hQ^2}{e(Q+q)}$$

gesetzt werden, daher bei n facher Sicherheit die zulässige Belastung:

$$G = \frac{1}{n} \cdot \frac{hQ^2}{e(Q+q)}.$$

Statt dieser Ritter'schen Formel wird in der Praxis oft die folgende ähnlich gebaute Formel von Brix benutzt:

$$G = \frac{1}{n} \cdot \frac{hQ^2 q}{e(Q+q)^2}.$$

Dabei ist je nach der Wichtigkeit des Bauwerkes $n = 3$ bis 10, und zwar bei vorübergehenden leichten Bauwerken etwa 3 bis 5 und bei dauernden 6 bis 10 zu nehmen.

Diese und andere in der Praxis gebräuchliche Formeln sind aber insofern mangelhaft, als in Wirklichkeit ein Teil der lebendigen Kraft für die Zusammenpressung des Holzes usw. verbraucht wird, daher für die Überwindung des Widerstandes gegen das Eindringen des Pfahles nicht zur Anwendung kommt. Dieser Verlust an mechanischer Arbeit kann so gross sein, dass der gesamte vom Stoss erübrigende Rest der lebendigen Kraft darauf verwendet wird, was jedesmal der Fall ist, wenn der Pfahl bei einem gewissen Bärgewicht und grösster erreichbarer Fallhöhe nicht mehr eindringt. Dies führt aber zu dem Widerspruch, dass für diesen Fall, da $e = 0$, nach den Formeln P unendlich gross sein musste, während man in Wirklichkeit nur einen Rammklotz von entsprechend grösserem Gewicht anzubringen braucht, um den Pfahl zum Eindringen zu bringen. Infolge dessen schlägt Kreuter*) die unmittelbare Bestimmung der Tragfähigkeit der Pfähle aus den Ergebnissen der Rammarbeit vor, und gelangt bei seinen diesbezüglichen Untersuchungen zu dem Resultat, dass sich die Tragkraft eines Pfahles zum Gewicht des Rammklotzes wie der Unterschied der mittleren Fallhöhen h_1 und h_2 zum Unterschied der mittleren Eindringungstiefen e_1 und e_2 zweier aufeinanderfolgender Hitzen verhält, vorausgesetzt, dass die Fallhöhen h_1 und h_2 der Probe-

*) CBl. 1896, S. 145, 1897, S. 46.

Digitized by Google

hitzen ziemlich gleich gross sind und die Pfähle nicht mehr stark eindringen (ziehen), also

$$P = Q\frac{h_1 - h_2}{e_1 - e_2}.$$

Bezüglich des zu wählenden Rammklotzgewichtes Q ist zu beachten, dass ein schwerer Bär niemals von Nachteil ist, weil man die Fallhöhe beliebig verkleinern kann, während ein zu leichter Bär die Leistung der Ramme bis auf völlige Wirkungslosigkeit herunterziehen kann. Es sind daher immer reichlich schwere Bären zu wählen. Je schwerer der Pfahl und je härter der Boden, desto schwerer muss der Bär sein, und sollte selbst bei weichem Boden das Mindestgewicht des Bären dem Pfahlgewicht gleich sein. Ferner ist zu beachten, dass der durch die Verdrängung des Bodens bedingte Widerstand der Pfähle in der Regel kein bleibender ist, indem der Druck des Bodens durch die allmähliche Verteilung desselben auf die angrenzenden Erdmassen teilweise abnimmt, daher häufig Pfähle, nachdem sie einige Zeit „gerastet" wieder leichter eindringen. Man pflegt daher eingerammte Pfähle nach einer solchen Ruhepause oft noch durch einige Schläge zu befestigen („Nachrammen"). Dieser Umstand ist also zur Vermeidung von trügerischen Ergebnissen auch bei den Probehitzen zu beachten.

Pfähle die sich auf einen grösseren Teil ihrer Länge in sehr weichem Boden befinden, oder über dem Erdboden stehen, sind gegen Knicken zu berechnen. Bei Benutzung der Euler'schen Formel ist dann die zulässige Belastung:

$$P \leqq \frac{1}{m} \cdot \frac{\pi^2 EJ}{l^2},$$

wo für kg und cm der Elastizitätsmodul $E = 100\,000$, J das Trägheitsmoment der Querschnittsfläche, l die freie Länge des Pfahles und m der Sicherheitskoeffizient ist.

In wichtigen Fällen werden die Pfähle auch einer Probebelastung unterzogen (vergl. Textfig. 19).

Die runden Pfähle werden gewöhnlich mit dem dünneren Ende (Zopf- oder Wipfelende) nach unten eingerammt, da hierdurch sowohl das Einschlagen erleichtert wird, als auch das dickere Stammende zur Aufnahme der Schläge besser geeignet ist als das Zopfende. Nur ausnahmsweise kann das umgekehrte Verfahren angezeigt sein, nämlich wenn sich durch Wasserdruck usw. im Boden ein Auftrieb geltend macht, wodurch die Pfähle emporgedrückt werden wollen.

Zur Erleichterung des Eindringens in den Boden wird das untere Ende der Pfähle zu einer Spitze oder zu einer Schneide bearbeitet, letzteres bei Pfählen die für Wände bestimmt sind. Bei steinigem Boden kann es zur Erleichterung der Rammarbeit angezeigt sein, die Spitze (bezw. Schneide) mit einem eisernen Schuh zu versehen. Bei anderen Bodenarten sind Pfahlschuhe

Digitized by Google

erfahrungsgemäss ohne Nutzen, oder können bei mangelhafter Konstruktion sogar schädlich sein. Letzteres ist der Fall, wenn der Schuh infolge von ungenügender Befestigung oder von unrichtiger (exzentrischer) Lage leicht abgerissen wird, sodass dann der stumpfe Pfahl weiter einzutreiben ist, abgesehen davon, dass der Schuh demselben in den Weg kommen kann. Bei steinigem Boden hat aber die eiserne Spitze den Vorteil, dass sie nicht sobald stumpf wird, und daher die Steine besser zur Seite zu verdrängen vermag als die hölzerne Spitze. Eine wichtige Rolle spielen hierbei die Kosten der Pfahlschuhe im Vergleich zu der durch dieselben erreichten Ersparnis an Rammarbeit, weshalb bei grösseren Rammarbeiten durch vergleichende Proberammungen zu ermitteln ist, ob sich die Anwendung von Schuhen lohnt oder nicht. Im allgemeinen schwankt der Preis der Pfahlschuhe, je nach der von der Beschaffenheit des Grundes und der Dicke des Pfahles beruhenden Konstruktion, zwischen sehr weiten Grenzen, nämlich zwischen etwa $0,_{30}$ und 20 Rmk. und mehr f. d. Stück.

Das obere Ende der Pfähle wird zur Erreichung eines möglichst zentrischen Stosses und gegen Zersplitterung durch die Schläge des Rammbären abgekantet, sowie gewöhnlich auch mit einem eisernen Pfahlring umschlossen.

Taf. 12, Fig. 9—11. Drei-, vier- und achtseitige Spitze runder Pfähle, von denen die ersteren zwei bei kleineren und die letztere bei grösseren Pfählen angewendet zu werden pflegt; die gewöhnliche Anordnung ist jedoch die vierseitige. Zuweilen wird die Spitze auch kegelförmig abgerundet. Das äusserste Ende der Spitze wird zur Erhöhung des Widerstandes gegen Abbiegen pyramidenförmig abgestumpft. Die Länge der Spitze wird gewöhnlich gleich dem $1\,^1/_2$ bis 2 fachen Durchmesser des Pfahles angenommen.

„ „ Fig. 12—12_a. Rundpfähle mit keilförmigem Ende. Die Schneide hat eine Neigung von 1 : 8, wodurch der Pfahl beim Einschlagen das Bestreben hat, sich seitwärts zu verschieben, und sich dadurch an den vorhergehenden Pfahl anzuschliessen. Diese Anordnung hat bei Pfahlwänden gegenüber der Spitze auch den Vorteil, dass sich zwischen zwei angrenzende Pfähle nicht Steine usw. einklemmen können, welche dieselben aus einander treiben würden (Ruhrbrücke bei Düssern—HZ. 1879, S. 558).

„ „ Fig. 13—13_a. Anordnung der Spitze bei viereckigen Einzelpfählen.

„ „ Fig. 14—14_a. Keilförmiges Pfahlende viereckiger Pfahlwandpfähle bei der Weichselbrücke bei Thorn. Nebstdem behufs Erreichung eines dichten Anschlusses die Schneide wie im vorigen Falle schief angeordnet wurde, erhielten hier die Pfähle zu gleichem Zwecke entsprechend Textfig. 52 einen trapezförmigen Querschnitt, und wurde die grössere der beiden parallelen Seiten und das tiefere Ende der Schneide dem bereits eingetriebenen Pfahle zugekehrt (ZfB. 1876, S. 44).

Fig. 52.



1 : 24

Pfahlwand bei der Weichselbrücke bei Thorn.

„ „ Fig. 15. Schmiedeiserner Pfahlschuh in gewöhnlich üblicher Form. Derselbe besteht aus einer obeliskartigen massiven Spitze, mit daran geschweissten Armen (Federn), die sich an die Seitenflächen der Pfahlspitze anschliessen

Digitized by Google

und daran mittels Nägel befestigt werden. Die Pfahlspitze ist hier stumpf abgeschnitten, so dass sie eine quadratische Grundfläche von 5 bis 8 cm Seite bildet, womit sie auf dem Pfahlschuh aufsitzt. Die Breite der Federn beträgt ungefähr $^1/_5$, und die Dicke $^1/_{20}$ des Pfahldurchmessers. Es ist zweckmässig die Löcher, wie in der Figur angedeutet, länglich zu machen und die Nägel am oberen Ende des Loches einzuschlagen, damit die letzteren beim zusammendrücken des Holzes nicht abgeschnitten werden. Das Gewicht eines solchen Schuhes beträgt je nach dem Durchmesser des Pfahles und der Beschaffenheit des Bodens etwa 4 bis 8 kg.

Taf. 12, Fig. 16. Einfacher zweckmässiger Pfahlschuh, bestehend aus zwei über einander gelegten trapezförmigen Flacheisen, die bei der Zusammenschweissung in der Mitte zu einer kurzen Spitze bearbeitet werden. Hierdurch wird ein möglichst geringes Gewicht und durch die Befestigung der Federn mit je 5 Nägeln eine grössere Sicherheit gegen Abreissen erreicht (Tekn. Ugeblad 1905, S. 77—CBl. 1905).

„ „ Fig. 17. Schmiedeiserner Pfahlschuh mit Schraubenbefestigung angewendet bei der Schleuse bei Oberlahnstein (ZfB. 1886, Bl. 62).

„ „ Fig. 18—18_a. Pfahlschuh mit Hartguss-Spitze und angenieteten Federn (Hdl.).

„ „ Fig. 19. Defontaine's Pfahlschuh mit Hartguss-Spitze und in dieselbe vergossenen Federn. Diese bestehen aus zwei gebogenen Flacheisen, die übers Kreuz gelegt in die gusseiserne Form gesenkt und übergossen sind. Die Anordnung hat den Vorteil einer äusserst soliden und dennoch billigen Befestigung der Federn an der Spitze. Das Gewicht dieser Schuhe soll bei Pfählen von 36 bis 40 cm Stärke etwa 8 kg, und für jede 4 cm Minderstärke 1 kg weniger betragen (Rž.).

„ „ Fig. 20—21. Ältere gusseiserne Pfahlschuhe. Dieselben bilden einen hohlen Kegel, sind aber dadurch, dass sie die Pfahlspitze ganz umschliessen verhältnismässig schwer und kostspielig, nebstdem das Gusseisen bei steinigem Boden keinen genügenden Widerstand erbietet (Normalien der österr. Südbahn usw.).

„ „ Fig. 22. Pfahlschuh von Deschamp mit Verbesserung von Geppert. Die ursprüngliche Form bestand nur aus einer kegelförmigen Hartguss-Spitze von 90 mm Höhe mit darin vergossenem starkem Dorn von 230 mm Länge, woran sich der Pfahl unmittelbar anschloss. Geppert hat das Pfahlende mit einem konischen schmiedeisernen Ring von 65 mm Höhe umschlossen, der eine Verlängerung der eisernen Spitze ausmacht und sich auf diese stützt. Die Anordnung hat sich bei der Lech-Regulierung gut bewährt. Das Gewicht des Schuhes betrug dort nur 4 kg (ÖW. 1878).

„ „ Fig. 23. Amerikanischer Pfahlschuh mit hohler gusseiserner Spitze und eingegossenen schmiedeisernen Federn. Derselbe wurde z. B. bei der Kansas City-Brücke benutzt (L. & P. I.).

„ „ Fig. 24. Pfahlschuh aus Blech, angewendet bei den Wolf'schen Flussregulierungs-Anlagen in der Isar. Dieser Schuh besteht aus einem zusammengeschweissten kegelförmigen Blechmantel von 6 mm Dicke und 150 mm Höhe, der im unteren Teil mit einem eingeschweissten massiven eisernen Kegel ausgefüllt ist. Das Gewicht beträgt nur ungef. 1 kg und der Preis 0,4 bis 0,5 Mk. pro Stück (TFF. 1889—IFF. 1889).

„ „ Fig. 25—26. Schuhe für Wandpfähle.

„ „ Fig. 27—28. Pfahlkopf ohne und mit Pfahlring. Letzterer ist je nach der Querschnittsform des Pfahles rund oder viereckig und erhält eine Höhe

Digitized by Google

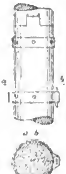
von etwa 60 bis 100 mm, bei einer Dicke von etwa 25 mm. Derselbe ist etwas konisch, mit einer seitlichen Neigung von 1 : 20 bis 1 : 10. In einzelnen Fällen aber, wo die Pfähle besonders starken Schlägen ausgesetzt waren, haben sich diese Dimensionen als unzureichend erwiesen. Dies war z. B. bei den früher genannten Pfählen der Weichselbrücke bei Thorn der Fall, wo gewöhnliche Pfahlringe ungenügend waren, indem schon nach wenigen Schlägen des schweren Rammklotzes die Holzfasern der Pfahlköpfe zerstört wurden, was eine Minderung des Effektes zur Folge hatte und ein öfteres Verschneiden des Kopfes erheischte. Dies veranlasste die Anschaffung sehr schwerer, im Mittel 55 mm starker und 125 mm hoher Pfahlringe, bei deren Benützung ein Zersplittern und Aufstauchen der Pfahlköpfe vollständig vermieden wurde (ZfB. 1876).

Taf. 12, Fig. 29—35. Verschiedene Arten des Aufpfropfens der Pfähle. Die Verbindung geschieht am einfachsten durch stumpfes Aneinanderstossen der Pfahlenden, wobei dieselben zur Verhinderung des Verschiebens mit einem gemeinsamen schmiedeisernen Ring umschlossen werden (Fig. 29). Da aber hierbei die Holzfasern in einander getrieben werden und dadurch die Rammwirkung geschwächt wird, so kann dies durch Einlegen einer Blechscheibe oder dadurch vermieden werden, dass anstatt des Ringes eine mit Zwischenboden versehene Hülse (Fig. 30) benutzt wird. Gegen die Verschiebung wird auch ein runder oder verzahnter Dorn in der Achse des Pfahles angeordnet, wobei dann die Pfahlenden entweder wie in Fig. 29 mit einem gemeinsamen Ring umschlossen werden (Fig. 31), oder erhält jeder Pfahl einen besonderen Ring (Fig. 32), nebstdem auch noch eine Blechscheibe eingelegt werden kann.

Fig. 53.



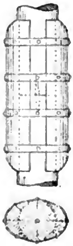
Fig. 53_a.



1 : 30

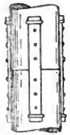
Aufpfropfen eines Pfahles durch Überblattung.

Fig. 54.



1 : 30

Fig. 55.



1 : 25

Aufpfropfen von Pfählen mittels hölzerner und eiserner Laschen.

Diese Verbindungen sind jedoch nur geeignet für Pfähle, die dem Knicken nicht ausgesetzt sind. Ist ein Widerstand hiergegen erforderlich, so kann dies am einfachsten durch Überblattung der Pfahlenden und Umschliessung mit eisernen Ringen entsprechend Fig. 33 erreicht werden. Eine ähnliche Anordnung (Textfig. 53—53_a) kam bei den Hafenbauten in Helsingfors zur Anwendung. Die Pfahlenden erhielten hier einen besonderen Zapfen gegen seitliches Ausweichen, und wurde die Verbindung durch drei eiserne Ringe eingefasst, von denen die äussersten zwei beim Ineinanderschieben der Pfahlenden scharf auf-

Digitized by Google

gezogen wurden, während der mittlere nachträglich mittels Scharnier und Keil umgelegt wurde. Dabei wurden alle Ringe soweit in das Holz eingelassen, dass eine Befestigung mittels Nägel nicht erforderlich gewesen wäre. Eine weitere Anordnung dieser Art (von Perronet) zeigt Fig. 34, wobei die Pfahlenden kreuzweise in einander greifen, nebstdem dieselben wie im vorigen Falle eine Befestigung durch eiserne Ringe erhalten.

Eine einfache Anordnung zeigt die in Textfig. 54 ersichtliche Verbindung mit stumpfem Stoss und hölzernen Laschen, welche durch aufgezogene Ringe und Nägel oder Schrauben befestigt sind, und wobei allenfalls auch noch ein eiserner Dorn zur Anwendung kommt. Es ist dies eine in den nordischen Ländern oft angewendete Anordnung, die in Fällen, wo die Verbindung über dem Erdboden oder in losem Erdreich zu stehen kommt, zweckmässig sein kann, während aber in festerem Boden die vorspringenden Laschen das Einrammen erschweren und leicht abgeschoben werden. Es kann dann zweckmässiger sein, eiserne Laschen entsprechend Textfig. 55 anzuwenden. Am besten ist die Anordnung Fig. 35, wobei die Pfahlenden von einer zusammengeschraubten Blechhülse von 2,13 m Länge umschlossen sind (angewendet bei den Jochen einer Brücke über den Atchafalaya-Strom im Zuge der Morgano-Texas und Louisiana-Eisenbahn in Nordamerika—ZfB. 1884, Bl. 71).

2. Hölzerne Bohl- und Spundwände.

Geschlossene hölzerne Wände werden entweder aus gewöhnlichen Bohlen (Bohlwände) oder aus Spundbohlen und Spundpfählen (Spundwände) ausgeführt.

Die Bohlwände bestehen entweder aus zwei einander deckenden Reihen von Brettern oder Bohlen, die in lotrechter oder schiefer Richtung in den Boden eingerammt werden (Stülpwände) oder aus einer einfachen Reihe von wagrecht zwischen genuteten Pfählen niedergeschobenen Brettern, deren Stärke je nach dem gegen dieselben ausgeübten Wasser- oder Erddrucke etwa 4 bis 8 cm beträgt.

Taf. 12, Fig. 36—40. Stülpwände. Die billigste Anordnung besteht aus zwei Reihen einander überdeckender Schwarten (Fig. 36). Bei der Anwendung von Brettern (ungesäumte oder gesäumte) werden diese entweder mit so grossen Zwischenräumen geschlagen, dass sich die beiden Reihen gerade noch überdecken (Fig. 37—38_a), oder werden zur Erreichung eines grösseren Widerstandes die Bretter in jeder Reihe dicht an einander geschoben (Fig. 39). Es kann ferner auch eine einzige dicht geschlagene Reihe von breiteren gesäumten Brettern zur Anwendung kommen, deren Fugen durch schmälere Bretter oder Leisten gedeckt werden (Fig. 40) (ZfB. 1899, Bl. 65).

„ „ Fig. 41. Bohlwand aus wagrechten Brettern, die zwischen eingerammten genuteten Leitpfählen hochkantig auf einander niedergeschoben sind.

„ „ Fig. 42. Faschinenwand ähnlicher Art wie die vorgenannte Bohlwand, bestehend aus Faschinen, die zwischen doppelten Pfahlreihen niedergeschoben, einen Schutz gegen die Strömung bieten. Vorstehende Anordnung wurde z. B. bei der Gründung der Weichselbrücke bei Graudenz zum Schutz der Baugrube während des Baggerns, Rammens und Betonierens stromaufwärts verwendet. In gleicher Weise wurden solche Faschinenwände auch bei der Gründung der Weichselbrücken bei Thorn und bei Dirschau benutzt. Hierbei wurde die Baugrube in einem Abstand von ca. 10 m durch eine Wand umschlossen,

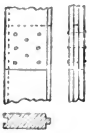
Digitized by Google

welche stromaufwärts aus einer im stumpfen Winkel gebrochenen Pfahlwand, und seitlich aus solchen Faschinenwänden bestand (ZfB. 1876—CBl. 1890).

Die Spundwände bestehen aus gespundeten Bohlen oder Pfählen, die eine Dicke von etwa 7 bis 30 cm, eine Breite von 20 bis 30 cm, und eine von den Querschnittsdimensionen abhängige grösste Länge erhalten. Es empfielt sich bis zu 2 ½ m Länge eine Dicke von etwa 7 cm, bei 3 m Länge eine solche von 10 cm, und bei jedem weiteren Meter Länge die Dicke um 2 bis 2 ½ cm zunehmen zu lassen. Bei kleineren Dicken, also bei Spundbohlen, beträgt die grösste Länge etwa 6 bis 7 m, während Spundpfähle auch doppelt so lang sein können. Es können aber auch hier durch Aufpropfen grössere Längen erhalten werden.

Textfig. 56—56a zeigt eine solche Konstruktion des Aufpfropfens von Spundbohlen, wie sie bei den Kaimauer-Anlagen in Helsingfors zur Anwendung gekommen sind. Dabei wurden die Teile in einander verzapft, und mittels durchgeschlagener und umgebogener Nägel befestigt. Hierdurch wurde bei Bohlen von 8 cm Dicke eine Länge von 11 m erreicht. Die Verbindung hat sich als sehr steif und zweckentsprechend erwiesen.

Fig. 56. Fig. 56a.



1 : 20

Aufpfropfen von Spundbohlen.

Die Spundwände werden gewöhnlich durch Einrammen der Spundbohlen neben einander, seltener durch Einlegen derselben in wagrechter Lage zwischen eingerammten genuteten Leitpfählen, wie bei den Bohlwänden gleicher Art, gebildet. Im ersteren Falle werden zur Stützung und Führung der Bohlen während des Einrammens sog. Zwingen benutzt, bestehend aus zwei neben einander liegenden Zangen- oder Gurthölzern, zwischen denen die Bohlen, bezw. Pfähle, eingetrieben werden. Manchmal genügt hierfür auch nur ein einziges Zangenholz.

Taf. 12, Fig. 43—49. Anordnung der Spundungen. Bei Bohlen von geringer Dicke kann die halbe Spundung (Fig. 43) oder die Gradspundung (Fig. 44) zur Anwendung kommen. — Bei grösserer Dicke wird zur Herstellung von dichten Spundwänden die quadratische oder volle Spundung (Fig. 45) angewendet, wobei jede Bohle, oder Pfahl, an einer Seite mit einer vorspringenden Feder rechteckigen Querschnittes und auf der anderen Seite mit einer entsprechenden Nut versehen ist. Es können auch die Pfähle abwechselnd mit zwei Federn und mit zwei Nuten angeordnet sein. Da bei der quadratischen Spundung bei kleineren Dicken die Feder an der Wurzel bei ⅓ der Pfahldicke zu schwach ausfällt und leicht abbricht, so ist es nicht zweckmässig diese Anordnung bei Dicken unter etwa 10 cm anzuwenden. Auch treten bei dieser Spundung durch dazwischen kommende Steine usw. leicht Klemmungen und Zersplitterungen ein. Die Ecken der so gebildeten Spundwände bestehen, wie in der Figur angedeutet, aus stärkeren Nutpfählen. — Fig. 46 zeigt eine neuere Eckverbindung, die aus drei mittels Schraubenbolzen verbundenen Teilen besteht (ZfB. 1900, S. 215). — Eine sowohl für grössere als auch für kleinere Dicken geeignete und besser dichtende Spundung ist die sog. Keilspundung (Fig. 47), da hier durch die keilförmige Anordnung von Feder und Nut

Digitized by Google

diese an der Wurzel stärker sind als im vorigen Falle. Der dichte Schluss soll nicht im Boden der Nut, sondern zwischen den Backen hergestellt werden, und soll daher in diesem und im vorigen Falle zwischen der vorderen Fläche der Feder und der Rückwand der Nut etwas Spielraum vorhanden sein. — Zur Erreichung grösserer Dichtigkeit wird manchmal die rechteckige Spundung mit grösserem Zwischenraum *a* zwischen der Feder und dem Rücken der Nut (Fig. 48) angeordnet, welcher Raum nachträglich mit irgend einem Dichtungsmaterial ausgestampft wird. — Die in Fig. 49 ersichtliche Spundung mit loser Feder (Sonderfeder) *b* hat den Vorteil, dass sie gegenüber der gewöhnlichen Spundung holzbesparend ist, indem dabei von der Breite der Bohlen nichts verloren geht, hat aber bei Anwendung einer hölzernen Feder den Nachteil, dass dieselbe, wenn sie nur einigermassen dicht schliessen soll, schwer einzutreiben ist, weshalb diese Konstruktion zu Gründungszwecken nicht gebräuchlich ist. Dagegen sind Spundwände mit eisernen Federn (Flacheisen) in neuerer Zeit mehrfach mit Vorteil zur Anwendung gekommen, wie z. B. bei den neuen Hafenanlagen in Kopenhagen, wo zu den später besprochenen Fangdämmen Spundwände von 8,5 m Höhe und 7 ½ cm Dicke, mit losen Federn von 50 × 5 mm Flacheisen benutzt wurden.

Taf. 13, Fig. 1—2. Amerikanische Spundwände. Bei der ersteren Anordnung (Wakefield triple lap", Fig. $1—1_b$.) bestehen die Spundpfähle aus je drei und bei der anderen („Compound", Fig. 2) aus je zwei zusammengeschraubten Bohlen. Beide Konstruktionen finden in Amerika eine sehr ausgedehnte Anwendung (ZfB. 1895, Ergänzungsheft, S. 53, Taf. H—Schw. Bztg. 1905, 6. Mai, S. 227).

„ „ Fig. 3—7. Anordnung des unteren Endes der Spundbohlen und Spundpfähle. Bei Bohlen von kleiner Dicke geschieht die Zuschärfung durch Abschrägung entsprechend Fig. $3—3_a$, während bei grösserer Dicke die Bohlen zur Erleichterung des Eintreibens keilförmig zugeschärft werden (Fig. 4—5). Die Schneide wird auch hier wie bei den Pfählen etwas abgestumpft. Durch die bei Fig. 5 angeordnete seitliche Abschrägung wird beim Eintreiben ein besseres Anschliessen an den vorher eingetriebenen Pfahl erreicht, und ein Zersplittern der Nutmündung vermieden. — Bei steinigem Boden kann es angezeigt sein die Spundpfähle entsprechend Fig. 6—7 mit eisernen Schuhen zu versehen. So wurden beim Bau der neuen Stadtschleuse in Bromberg 6,5 cm dicke Spundpfähle, die 6 bis 10 m tief einzurammen waren, stellenweise zum Durchdringen äusserst harter Ortsteinschichten mit schweren Schuhen versehen. Jeder Pfahl erhielt bis zum vollständigen Eindringen 2000 bis 3000 Schläge mittels eines 1250 kg schweren Bären aus 2 bis 3 m Fallhöhe. Hierbei war eine öftere Erneuerung des zu einem Polster zerschlagenen Kopfes erforderlich, und sind auch einige Pfähle zerschlagen worden (ZfB. 1889, S. 512).

„ „ Fig. 8—11. Umschliessung von Fundamenten mit Spundwänden. Bei grösserer Dicke und kleiner Länge der Pfähle, namentlich im Trockenen können wie in Fig. 8 (Pfeilerfundamente einer Brücke über die Oker in Braunschweig, die sich über Wasser in kleiner Tiefe befinden—HZ. 1888), besondere Nutpfähle als Leitpfähle nur an den Ecken, und als Zwinge ein einseitiges Zangenholz genügen, während bei schwächeren Spundwänden, grösserer Länge der Pfähle und in fliessendem Wasser, auch zwischen den Eckenpfählen in gegenseitigen Abständen von etwa 1 bis 5 m Leitpfähle erforderlich sein können, die gewöhnlich tiefer in den Boden reichen als die Spundpfähle, und beiderseitige Zangenhölzer, wie in den Beispielen Fig. 9 (Widerlager der Brücke über die Wumme bei Bremen—DB. 1882) und Fig. $10—10_a$ (Pfeiler der Eisenbahnbrücke bei Kaakamo in Finnland, ausgeführt im Jahre 1893—TFF. 1895, S. 139).

Digitized by Google

Die Leitpfähle haben den Zweck, zur Befestigung der Zwingen und zur Verstärkung der Spundwand zu dienen. Gewöhnlich werden hierzu viereckige, seltener runde Pfähle verwendet. Desgleichen werden zu den Zwingen meistens Hölzer rechteckigen Querschnitts, und nur selten halbe Rundhölzer wie in Fig. 11 benutzt.

Taf. 13, Fig. 12—13. Befestigung der Zwingen an besonderen seitlichen Pfählen. Letztere werden entweder lotrecht oder schief gestellt (wie in Fig. 12_a mit punktierten Linien angedeutet), welche letztere Anordnung einen grösseren Widerstand gegen seitliches Ausweichen, und ein geringeres Komprimieren des Bodens bezweckt. Die Befestigungsschrauben der Zwingen erhalten an der Innenseite versenkte Köpfe.

Vor Beginn des Einschlagens wird der Spundpfahl, wie in Fig. 11 angedeutet, in geneigter Stellung in die Zwinge geschoben, dann zuerst unten und darauf der ganzen Länge nach in die Nut des bereits stehenden Pfahles gestellt, worauf derselbe durch eingeschlagene Klammern so lange in dieser Stellung erhalten wird, bis der folgende Pfahl, und so die ganze Reihe der zu setzenden Pfähle in dieser Weise aufgestellt ist. Dann wird entsprechend Fig. 12 vor dem letzten Pfahl durch die Zwinge ein Schraubenbolzen gezogen, und ein Holzkeil zwischen dem letzten Spundpfahl und dem Bolzen eingetrieben, worauf die Pfähle nach einander teilweise eingerammt werden.

„ „ Fig. 14. Lose Zwingen, die beim Eintreiben der Bohlen mitfolgen. Die Anordnung ist billiger als die vorige, gewährt aber der Wand keine so sichere Leitung und ist daher für dünne Pfähle und losen Grund weniger zu empfehlen.

„ „ Fig. 15. Kombination von festen und losen Zwingen, wobei letztere oberhalb angebracht sind, und die Verhinderung des Ausweichens und Federns der oberen Pfahlenden bezwecken.

„ „ Fig. 15—16_d. Eintreiben der Spundpfähle beim Bau des Trockendocks zu Ellerbeck bei Kiel, wobei zur Minderung des Federns je zwei Pfähle durch eiserne Schraubenbügel gekuppelt, und gemeinsam der ganzen Länge nach eingetrieben wurden. Die Pfähle hatten eine Stärke von 26 cm und eine Länge von 7,8 bis 11,3 m, und wurden von einer Zwinge, bestehend aus zwei Zangenhölzern von 30 cm Stärke geführt, die am freien Ende durch eine starke Klammer in entsprechender gegenseitiger Entfernung gehalten, und sonst stellenweise mit den bereits eingeschlagenen Pfählen verbolzt wurden. Das Abkeilen der einzuschlagenden Pfähle geschah entsprechend Fig. 16 mit Hilfe von zwei Klammern und eines gegen dieselben gelegten Querholzes, als Stütze für den Keil (HZ. 1873, S. 502).

„ „ Fig. 17. Doppelte feste Zwinge zu gleichem Zwecke wie Fig. 15.

„ „ Fig. 18—19. Herstellung von Zwingen unter Wasser. Dieselben werden entweder wie in Fig. 18—18_a an den teilweise eingeschlagenen Leitpfählen über Wasser befestigt und dann unter allmählichem Eintreben der letzteren bis zur gewünschten Tiefe gebracht, oder man verwendet wie in Fig. 19. Leitpfähle mit einem Schlitz, durch den die Befestigungsbolzen der Zwingen gezogen, und in dem dieselben niedergeschoben werden.

„ „ Fig. 20—22. Spundwände mit Holmen. Wenn bei eingerammten Spundwänden die Zwingen entweder infolge ihrer unpassenden Lage oder wegen ungeeigneter Konstruktion nicht beibehalten werden, um nachträglich zum Zusammenhalten der Wand zu dienen, so werden zu dem Zwecke Holme oder Fachbäume verwendet, welche entweder wie in Fig. 20 und 22 mit einer durchgehenden vollen Nut, oder wie in Fig. 21 mit einer halben Nut versehen sind, und über der oberen Kante der Spundwand befestigt werden.

Digitized by Google

Die Befestigung geschieht entweder wie in Fig. 20 mittels von oben eingeschlagener Nägel, was unter Wasser mit Hilfe einer Setzstange *S* geschehen kann, welche mit einem dem Nagelkopfe entsprechenden Gesenke versehen ist, oder es werden dazu entsprechend Fig. 22—22_a dreiarmige Klammern verwendet. Eine andere Befestigungsart besteht darin, dass einzelne Spundpfähle wie in Fig. 22 den Holm mittels eines Zapfens durchdringen, und durch eingetriebene Keile im Zapfenloche befestigt werden.

F. Eiserne Pfähle und Spundwände.

Eiserne Pfähle werden hauptsächlich dort benutzt, wo hölzerne Pfähle wegen zu geringer Dauerhaftigkeit und ungenügender Tragfähigkeit nicht anwendbar, und wo gemauerte Pfeiler der grösseren Kosten wegen ausgeschlossen sind. Dieselben kommen daher namentlich zu Brückenpfeilern in Frage dort, wo hölzerne Pfähle, soweit sie über Wasser stehen, durch die Einwirkung der Luft, unter Wasser aber eventuell durch Bohrwürmer usw. einer baldigen Zerstörung ausgesetzt wären.

Die eisernen Pfähle bestehen entweder aus Gusseisen oder aus Walzeisen, in neuerer Zeit hauptsächlich aus dem letzteren Material, und werden dieselben wie die hölzernen Pfähle teils als Einzelpfähle teils als Spundpfähle benutzt.

1. Eiserne Einzelpfähle.

Diese sind entweder einzuschlagende Rammpfähle, die zu dem Zwecke mit einer Spitze oder Schneide versehen sind, oder werden dieselben als Schraubenpfähle mittels einer am unteren Ende angebrachten Schraube in den Boden eingeschraubt, oder als sog. Spülpfähle in gleicher Weise wie die Spülbohrer mittels Druckwasser in den Boden versenkt. Sie können dann entweder nur aus einer einfachen unten offenen Röhre bestehen, oder am Fusse mit einer Scheibe zum Aufsitzen auf dem Boden versehen sein (Scheibenpfähle).

Die Schraubenpfähle sind auch in Form von hölzernen Pfählen mit angesetztem eisernem Schraubenschuh zur Anwendung gekommen.

a. Eiserne Rammpfähle.

Die Rammpfähle bestehen entweder aus einzelnen Walzeisen, meistens ⊢⊣ Eisen, oder aus mehreren zu verschiedenen Profilformen zusammengenieteten Walzeisen, sowie aus geschweissten oder genieteten Blechröhren, die mit einer Spitze oder Schneide versehen sind.

Digitized by Google

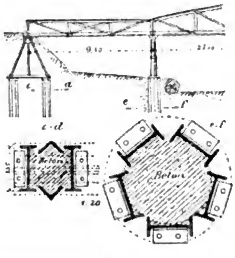
Da beim Einrammen die Widerstände des Bodens leichter überwunden werden als beim Einschrauben, und dabei leichter tiefere, festere Erdschichten erreicht werden können, so gewähren die eisernen Rammpfähle im allgemeinen eine grössere Standsicherheit als Schraubenpfähle. Ausserdem ist das Einrammen meistens einfacher und bequemer als das Einschrauben.

Nebenstehende Textfiguren 57 & 58 zeigen die Anwendung von eisernen Rammpfählen bei zwei schweizerischen Strassenbrücken, nämlich einer Brücke über die Thöss und einer Brücke über die Aare im Canton Aargau.

Die Thössbrücke (erbaut 1880) besteht aus 3 Öffnungen von 9,2 + 25,5 + 9,5 m Spannweite und 4,5 m Breite. Die Fundamente bestehen aus Pfeilern, die aus eingerammten I Eisen und Winkeleisen von 6 m Länge zusammengesetzt sind. Nach dem Einrammen wurde aus dem Inneren der Boden teilweise ausgehoben und durch eingefüllten Beton ersetzt.

Die Aarebrücke (ausgeführt 1892) hat 5 Öffnungen von 30 + 35 + 35 + 35 + 30 m Spannweite und 5 m Breite. Die Pfeilerfundamente bestehen hier aus zwei Pfahlbüscheln von je 6 I Eisen von 300 mm Profilbreite (Normalprof. 30), welche 6 m

Fig. 57.



1:330

Strassenbrücke über die Thöss, mit Pfeilern aus eisernen Rammpfählen.

Fig. 58.

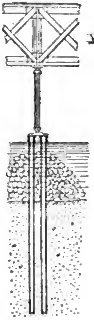
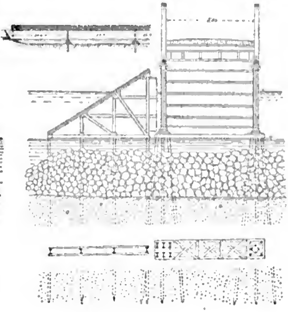


Fig. 58a.



1:240

Strassenbrücke über die Aare bei Aargau, mit Pfeilern aus eisernen Rammpfählen.

Digitized by Google

tief eingerammt und über Wasser behufs Aufnahme des Oberjoches durch einen aus zwei horizontalen ⊢⊣ Eisen bestehenden Rahmen mit einander verbunden sind. Vor jedem Pfeiler befindet sich ein von 4 eingerammten ⊢⊣ Eisen getragener, zu beiden Seiten mit Blech belegter Eisbrecher. Der Boden besteht oberst aus feinerem und tiefer aus grobem Schotter. Das Einrammen geschah mit einem Rammbär von 850 kg Gewicht und 1 m Fallhöhe, und betrug das durchschnittliche Eindringen auf die letzten 10 Schläge 2 bis 3 cm. Bei der voll belasteten Brücke entfällt auf jeden Pfahl ein Gewicht von 8000 kg, entsprechend einer 6 bis 8 fachen Sicherheit gegen weiteres Eindringen in die Erde (NTT. 1894 — Rs.).

Taf. 13, Fig. $23-23_b$. Eiserne Rammpfähle bei den Brücken der Transkaspischen Eisenbahn. Dieselben bestehen aus vier zusammengenieteten Quadranteisen, und sind am unteren Ende mit einem in eine Spitze auslaufenden gusseisernen Schuh versehen. Das Eintreiben geschah mittels Zugramme. Je nach der Tiefe wurden 2 bis 4 Pfähle in einer Reihe durch Querverbindungen und Andreaskreuze zu einem Joch vereinigt, wobei jedoch im letzteren Falle nur die inneren zwei Pfähle die Bahn tragen. Oben erhielten die Pfähle einen Abschluss durch eine gusseiserne Platte (Fig. 23_b). Die Länge der Pfähle betrug bis zu 12 m, wovon bis zu etwa 8 m in der Erde (TFF. 1887).

„ „ Fig. $24-24_a$. Eiserner Leitpfahl als Eckverbindung bei hölzernen Spundwänden (Strassenbrücke bei Miltenberg—ZfB. 1900, S. 215).

„ „ Fig. $25-25_b$. Neuere Rammpfähle bei der Landungsbrücke in Lome (Afrika), ausgeführt im Jahre 1904 von der Maschinenfabrik Gustavsburg. Die zur Anwendung gekommenen Rammpfähle erschienen sowohl mit Rücksicht auf die Ausführung wegen der bedingten Schrägstellung als auch hinsichtlich der Standsicherheit und Festigkeit vorteilhafter als die sonst bei derartigen Bauten verwendeten Schraubenpfähle. Der gestellten Bedingung, dass die Pfähle zum Schutz gegen Rost mit einem bis auf den Meeresgrund reihenden Beton-Mantel umgeben sein sollten, wurde dadurch entsprochen, das die Pfähle aus zwei konzentrischen Rohren ausgeführt sind, nämlich dem inneren Tragrohr, bestehend aus einem geschweissten Stahlrohr von 250 mm innerem Durchmesser und 12 mm Wanddicke, und einem Mantelrohr von 475 mm Durchmesser und 6 mm Wandstärke, deren Zwischenraum später mit Beton ausgefüllt wurde.

Bei der Anwendung wird das Mantelrohr mit einem zeitweiligen kegelförmigen gusseisernen Schuh versehen, bestehend aus der Kegelspitze und der Kegelbasis, die durch dünne Nietstifte *S* mit einander verbunden sind. In diesem Zustand wird das Mantelrohr zunächst etwa 2 m tief eingerammt und dann das Tragrohr eingeführt. Der Schuh des Tragrohrs legt sich dabei in die Kegelspitze des Mantelrohres, und sobald die ersten Rammschläge auf das Tragrohr erfolgen, werden die Nietstifte *S* abgeschert, und die Kegelspitze dringt mit dem Rohr weiter in den Boden ein, während die Kegelbasis an dem Mantelrohr verbleibt. Im Inneren liegt ein das Tragrohr umschliessender Gummistulp *G*, um zu verhüten dass Sand und Wasser zwischen Mantel- und Tragrohr eindringen.

Nach vollbrachtem Einrammen wird sowohl das Innere des Tragrohres als auch der ringförmige Raum zwischen den beiden Rohren ausbetoniert, sodass das gesamte tragende Eisen mit Beton umgeben ist, und nur das Mantelrohr mit dem Wasser in Berührung verbleibt. Da dieses Rohr seine Aufgabe erfüllt hat, sobald der zum Schutze des Tragrohrs eingebrachte Beton er-

Digitized by Google

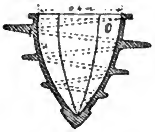
härtet ist, so hat seine eventuelle spätere Zerstörung durch Rost für die Standsicherheit des Bauwerkes keinen Nachteil (Zdl. 1904, S. 1803—ÖM. 1905, S. 114).

b. Schraubenpfähle.

Die ersten, zu Anfang des vorigen Jahrhunderts von Mitchel angewendeten Schraubenpfähle waren runde hölzerne Pfähle, welche einen mit Schraubengewinden versehenen Schuh erhielten, und anstatt eingerammt zu werden, in den Boden eingeschraubt wurden. Hierdurch wurde hauptsächlich ein grösserer Widerstand gegen Ausreissen gegenüber gewöhnlichen Spitzfählen bezweckt, und wurden solche Schraubenpfähle namentlich zur Aufstellung von Leuchttürmen im Wasser, und ähnlichen, dem Auftriebe durch die Wogen ausgesetzten Bauwerken verwendet (AB. 1850–51).

Da aber solche Pfähle sowohl eine geringe Festigkeit gegen Abdrehen besitzen, bei grösserem Widerstand im Boden leicht unbrauchbar werden, und auch von geringer Dauerhaftigkeit sind, so wurden dieselben zu solchen Zwecken dann nicht mehr verwendet. Dagegen wurde diese Anordnung später in einzelnen Fällen bei Gerüsten im Wasser, gegen den Auftrieb mit Vorteil benutzt, wie z. B. bei den Molenbauten des Hafens bei Velsen, wo die Gerüstpfähle im Triebsand zur Sicherheit gegen Ausreissen mit Schraubenschuhen, entsprechend Textfig. 59 versehen wurden.

Fig. 59.



1:20

Schraubenschuh für hölzerne Pfähle.

Es wurde dort diese konoidische Form mit fortlaufendem Gewinde von gleicher Ganghöhe gewählt, nachdem andere Formen, wobei man mit dem Durchmesser bis auf 1,2 m gegangen war, keinen genügenden Widerstand gegen Unterspülungen erwiesen hatten (DB. 1870).

Die in neuerer Zeit verwendeten Schraubenpfähle bestehen entweder aus einer massiven gewalzten Rundeisenstange oder aus einer Röhre von Blech oder Gusseisen, welche am unteren Ende entweder einen besonderen Schraubenschuh aus Gusseisen oder Stahl, oder ein an das Rohr angegossenes Schraubengewinde erhält. Je nach der Beschaffenheit des Bodens und der Grösse der Belastung erhält die Schraube behufs Verteilung des Druckes einen mehr oder weniger grossen Durchmesser.

Da Steine, Baumstämme usw. dem Eindringen von Schraubenpfählen hinderlich sind, so ist bei einem Boden mit zahlreichem Vorkommen solcher Hindernisse, und überhaupt bei schwerem Boden die Anwendung von Schraubenpfählen nicht angezeigt. Eine diesbezügliche Bodenuntersuchung mittels Sondiereisen oder Erdbohrer, genau an den Stellen wo die Pfähle niedergeführt werden sollen, kann hierüber Gewissheit verschaffen.

Digitized by Google

Massive Schraubenpfähle.

Wegen ihres verhältnismässig geringen Widerstandes gegen Knicken werden massive Schraubenpfähle gewöhnlich nur zu Bauwerken mit geringer Belastung verwendet. Je nach der Länge besteht der Schaft entweder nur aus einem Stück, oder wird derselbe bei grösserer Länge aus mehreren Teilen zusammengesetzt.

Taf. 13, Fig. 26. Schmiedeiserner Schraubenpfahl mit Schraubenschuh aus Stahl, bei den Brücken der Eisenbahn Guaira-Caracas (Venezuela). Der Pfahl ist hier mittels eines achteckigen Zapfens in den Schraubenschuh eingelassen und mittels Keil befestigt (NA. 1877).

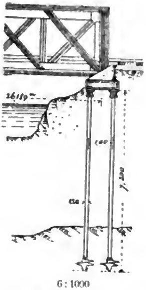
" " Fig. 27. Schmiedeiserner Schraubenpfahl mit gusseisernem Schraubenschuh, bei einer Landungsbrücke in Courtown-Wexford, wobei der Schraubenschuh am Pfahle aufgekeilt ist. Derartige Schraubenpfähle mit einem einzigen Schraubengang von grossem Durchmesser sind nur bei weichen Bodenarten anwendbar (AB. 1850—51).

" " Fig. $28-28_b$. Schraubenpfahl aus Walzeisen mit gusseisernem Schuh, bei einer Landungsbrücke bei Lewes am Delaware. Der Schuh hat hier doppeltes Gewinde, und ist am Pfahle mittels eines sechseckigen Zapfens und Splint befestigt (DB. 1874, S. 196—CBl. 1885, S. 280).

" " Fig. $29-29_b$. Neuere amerikanische Schraubenpfähle mit verschiedenen Anordnungen der Verbindung an den Stössen des Schaftes (ÖZ. 1888).

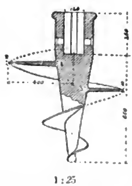
" " Fig. $30-30_a$. Massive Schraubenpfähle bei den Mittelpfeilern einer hölzernen Sprengwerksbrücke über die Wümme bei Borgfeld, unweit Bremen. Die Widerlager bestehen entsprechend Fig. 30_a aus einem Bohlwerk aus eingerammten I-Eisen, und dazwischen eingebauten stehenden Tonnengewölben aus Ziegelmauerwerk. Diese Pfähle sind von gleicher Art wie der auf Taf. 1, Fig. 25 dargestellte Bohlken'sche Patent-Erdbohrer, und haben 0,12 m Pfahldicke und 0,8 m Schraubendurchmesser. Die Brücke hat 3 Öffnungen von je 10 m Weite, eine mit doppeltem Bohlenbelag versehene Fahrbahn von 3,55 Breite, und kostete 16 053 Mk (CBl. 1888, S. 70).

Fig. 60.



6:1000

Fig. 60a.



1:25

Schraubenpfähle bei der Eisenbahnbrücke über die Béze in Mirabeau.

Ein Beispiel über die Anwendung solcher massiver Schraubenpfähle zu Brücken-Widerlagern ist aus den Textfiguren $59-59_a$ zu ersehen.

Es ist dies eine Eisenbahnbrücke von 26,180 m Spannweite über die Béze in Mirabeau (franz. Südbahn). Jedes Widerlager besteht aus vier durch Blechträger mit einander gekuppelten Schraubenpfählen (NA. 1894, Pl. 1—2).

Digitized by Google

Hohle Schraubenpfähle.

Die hohlen Schraubenpfähle können entweder unten geschlossen sein und in eine Spitze auslaufen, oder bilden dieselben eine unten offene, mit Schraubengewinden versehene Röhre. Die letztere Art ist namentlich bei schweren Boden und bei grösserem Pfahldurchmesser erforderlich, damit der verdrängte Boden auch in das Innere des Pfahles ausweichen könne.

Die gegenseitige Verbindung der gewöhnlich etwa 3 bis 5 m langen Stücke, aus denen diese Pfähle zusammengesetzt sind, geschieht meistens durch äussere Flanschen, selten durch Muffen nach Art der Wasserleitungsröhren, durch innere Flanschen, oder durch gegenseitige Verschraubung, wie bei den Futterröhren der Erdbohrer.

Taf. 13, Fig. 31—31_a. Hohle gusseiserne Schraubenpfähle mit spitzigem Schuh, angewendet bei den Pfeilerfundamenten der gewölbten Strassenbrücke zu Vouneuil sur Vienne. Diese Pfähle bestehen aus Röhren von 180 mm Durchmesser, 5200 mm Länge und 25 mm Wanddicke, sind mittels Muffe in einander geschoben, und durch zwei durchgezogene Schraubenbolzen mit einander verbunden (Fig. 31_a). In gleicher Weise ist auch der Schuh am Pfahle befestigt. Fig. 31_b zeigt die Gesamtanordnung des Fundaments. Die Pfähle erhielten oben einen hölzernen Rost und Betonhinterfüllung (NA. 1879).

„ „ Fig. 32—32_a. Schraubenpfahl mit Erdbohrer. Diese Form hat sich bei Versuchen am Mersey für festen, mit Steinen untermischten Tonboden, unter zehn versuchten Anordnungen am besten bewährt. Das Schraubengewinde ist an das Rohr angegossen. Letzteres ist unten offen, jedoch ist die Öffnung etwas kleiner, als der lichte Durchmesser des Pfahles, und in dieselbe ein ringförmiger windschief gedrehter Vorschneider eingesetzt, der nach Art eines Erdbohrers den Boden aufreisst und denselben in das Innere des Pfahles eintreten lässt. Das Schraubengewinde ist doppelt, jedes mit nur $^1/_2$ Gang und einer Steigung von 230 mm. Es hat sich als zweckmässig erwiesen, den Pfahl während des Einschraubens zu belasten (CBl. 1885, S. 281).

Taf. 14, Fig. 1—1_b. Gusseiserner Schraubenpfahl, angewendet bei der Eisenbahnbrücke über den Festungsgraben von Königsberg. Die Schraube hat einen einzigen Gang mit einer Steigung von 260 mm. Die Verbindung der Rohrstücke geschah durch äussere, mit angegossenen Rippen verstärkte Flanschen, die mittels Schraubenbolzen mit einander verbunden wurden (ZfB. 1866).

„ „ Fig. 2. Gusseiserner Schraubenpfahl angewendet bei der Eisenbahnbrücke bei Tavastehus in Finnland. Die allgemeine Anordnung ist hier die gleiche wie im vorigen Falle, wobei aber der Pfahl ausser den Verbindungsflanschen an der Aussenseite noch 4 vertikale Rippen zur sicheren Befestigung des Drehapparates erhielt. Zur Beseitigung des Widerstandes der Flanschen beim Eindringen des Pfahles wurde der Raum zwischen denselben bei den in die Erde eingedrungenen Teilen mit einer gehobelten Bohlenverschalung ausgefüllt. Die Rohrstücke erhielten bei 742 mm äusserem Durchmesser eine Länge von $1{,}93$ m. Das Bauwerk ist eine eingleisige Blechbrücke mit mehreren Öffnungen von je $12{,}47$ m Spannweite. Jeder Pfeiler besteht aus zwei Schraubenpfählen in einer gegenseitigen Entfernung von $2{,}375$ m, die ca. 2 bis 4 $^1/_2$ m tief in den Boden eingeschraubt sind. Letzterer besteht oberst aus Schlamm,

Digitized by Google

dann aus feinem und tiefer unten aus gröberem Sand und mit Steinen vermengtem Kies, bis zu welchem die Pfähle niedergeführt wurden. Über Wasser sind die beiden Pfähle durch ein Andreaskreuz mit einander verbunden, und oberst durch ein Kapitäl abgeschlossen, auf dem die Brückenträger mittels Lagerplatte aufliegen (AB. 1890).

Die gleiche Anordnung haben auch die Pfeiler der Eisenbahnbrücke über die Pojo-Bucht bei Ekenäs in Finnland.

Taf. 14, Fig. $3-3_a$. Schraubenpfahl mit inneren Flanschverbindungen beim Taptae-Viadukt in Indien.

„ „ Fig. 4. Schraubenpfahl mit gegenseitiger Verschraubung der Rohrteile, angewendet bei den Brücken über den Festungsgraben in Antwerpen. Zur Verhinderung des Losschraubens bei allfälligem Rückwärtsdrehen wurde durch die Verbindung ein Keil gesteckt. Diese Anordnung zeigt auch noch die Eigentümlichkeit, dass am unteren Ende inwendig ein Gewinde von doppelt so grosser Steigung wie jene des äusseren Gewindes angebracht ist, um hierdurch das Emporsteigen der Erde im Rohre zu befördern (ZfB. 1871, S. 404).

„ „ Fig. 5. Schraubenpfahl mit klauenförmigem Ineinandergreifen der Rohrteile, angewendet beim Gaswerk in Beckton.

„ „ Fig. 6. Hohler gusseiserner Schraubenpfahl mit angenieteten, schmiedeisernen Gewinden bei einer Landungsbrücke auf Norderney. Die Gewinde bestehen aus Blech von 10 mm Stärke und sind mittels eines Winkeleisens an den Pfahl angenietet (Rž).

„ „ Fig. 7—8. Amerikanische Schraubenpfähle aus zusammengenieteten Blechrohren, die an den Stössen entweder wie in Fig. 7 mittels äusserer Winkeleisen-Flanschen, oder wie in Fig. 7_a je zur Hälfte versetzt, mittels Blechlaschen verbunden sind. Die Schraube ist entweder aus Gusseisen, und besteht dann aus einem besonderen, an das Blechrohr angenieteten, gusseisernen Schuh (Fig. $7-7_a$), oder besteht dieselbe aus Blech und ist mittels Winkeleisen an das Rohr angenietet (Fig. 8) (ÖZ. 1888).

c. Spülpfähle.

Diese Pfähle sind entweder einfache Röhren ohne Verbreiterung des Fusses, oder werden dieselben behufs Verteilung des Druckes auf eine grössere Fläche am Fusse mit einer kreisförmigen Scheibe versehen (Scheibenpfähle). Dieselben werden durch Einpressen von Spülwasser in gleicher Weise in den Boden versenkt wie dies bei den Spülbohrern geschieht (vergl. S. 26).

Taf. 14, Fig. $9-9_c$. Landungsbrücke in Chiavari (Bucht von Ajaccio, Corsica), mit röhrenförmigen Spülpfählen ohne Scheibe. Die in Abständen von 4,5 m angeordneten Pfeiler (Fig. $9-9_a$) bestehen aus je zwei Röhren von 190 mm Durchmesser, die in einem gegenseitigen Abstand von 4 m (Fig. 9_b) durch Einpressen von Spülwasser (Fig. 9_c) bis zu 3 m Tiefe in den Boden versenkt und durch ein Andreaskreuz mit einander verbunden wurden (AdP. 1887, I. S. 273).

„ „ Fig. $10-10_a$. Scheibenpfahl, wie solche zuerst von Brunlees im Jahre 1853 bei den Pfeilern des Kent-Viadukts angewendet wurden. Die Scheibe war durch Rippen verstärkt, und hatte in der Mitte ein Loch für den Durchgang eines Spülrohrs von 50 mm Durchmesser. Das Einpressen des Wassers geschah mittels einer 6 pferdigen Dampfpumpe (HZ. 1859, Bl. 149).

Digitized by Google

Taf. 14, Fig. 11—11$_a$. Scheibenpfahl verwendet bei der älteren Tay-Brücke bei Dundee. Die Scheibe bestand hier aus zwei Teilen, von denen der obere an den Pfahl angegossen war, während der untere ein besonderes, an den oberen Teil angeschraubtes Fusstück bildete, welches mit vertikalen radialen Verstärkungsrippen und mit einer Öffnung für den Durchgang des Spülwassers versehen war. Da diese Pfähle auf Felsboden zu stehen kamen, waren die Rippen zur Sicherung gegen Abgleiten gezahnt. Hier wurde kein besonderes Spülrohr angewendet, sondern das Spülwasser unmittelbar in den Pfahl eingepresst (DB. 1880, S. 83—Zdl. 1880, Taf. VIII).

2. Eiserne Spundwände.

Die ursprünglich bereits in den zwanziger Jahren des vorigen Jahrhunderts in England zur Anwendung gekommenen eisernen Spundwände bestanden aus gusseisernen Umschliessungen, die hauptsächlich den Schutz von Mauerwerk gegen die Angriffe der dagegen streifenden Schiffe, sowie den Ersatz von Holzwänden an Stellen bezweckten, wo mit Rücksicht auf die Vergänglichkeit des Holzes infolge von Fäulnis und der Angriffe durch den Bohrwurm eine grössere Dauerhaftigkeit angestrebt wurde. Dieselben hatten folgende Anordnung:

Taf. 14, Fig. 12—12$_c$. Gusseiserne Spundwände, verwendet beim Victoria-Dock in London (1855), als Bekleidung der aus Beton ausgeführten Kaimauern (Fig. 12). Diese Bekleidung besteht aus über die ganze Höhe reichenden, in den Boden eingerammten Leitpfählen (Fig. 12$_d$) in gegenseitigen Entfernungen von ca. 4,1 m, die durch eiserne Zugstangen mit den dahinter befindlichen hölzernen Pfählen verankert sind. Zwischen diesen Leitpfählen wurden unterhalb *CD* eiserne Spundpfähle eingerammt, bestehend aus einander übergreifenden Platten von 6,1 m Länge, 440 mm Breite und 30 mm Dicke (Fig. 12$_a$—12$_c$), während der obere Teil durch grössere, mit Rippen verstärkte und mit einander verschraubte Platten ausgefüllt ist (Fig. 12$_d$) (HZ. 1859, S. 180—AB. 1838—39).

„ „ Fig. 13—13$_b$. Gusseiserne Spundwände, als Umschliessung der Pfeilerfundamente bei der Westminster-Brücke in London, ausgeführt 1854. Dieselben bestehen aus gusseisernen runden Nutpfählen von 7,7 m Länge, eingerammt in gegenseitigen Entfernungen von 1,63 m, zwischen denen unterhalb gusseiserne Platten von 4,70 m Länge eingeschoben sind, die durch 4 Längsrippen verstärkt, und durch schmiedeiserne Zugstangen mit der gegenüberliegenden Wand verankert sind. Oberhalb sind zwischen den Nutpfählen Granitplatten eingelegt. Das innerhalb dieser Umschliessung befindliche Fundament besteht aus einem Pfahlrost mit Betonschüttung (ZfB. 1857, S. 221).

Derartige gusseiserne Umschliessungen haben aber wegen ihres geringen Widerstandes gegen Stösse und gegen Formveränderungen infolge von Setzungen usw., sowie wegen ihrer grösseren Kostspieligkeit, in der Folge keine weitere Anwendung gefunden. Dagegen haben sich Spundwände aus Walzeisen in vielen Fällen gut bewährt. Dieselben zeichnen sich gegenüber hölzernen Spundwänden vor allem durch eine grössere Widerstandsfähigkeit gegen einseitigen Druck sowie dadurch aus, dass sie namentlich bei grösserer Tiefe und schwerem

Digitized by Google

Boden leichter einzurammen und leichter zu dichten sind. Während in Europa derartige Anlagen bisher hauptsächlich nur bei kleineren Tiefen in Form von eingerammten Wellblech-Tafeln und nur selten bei grösseren Tiefen und steinigem Boden in Form von Eisenbahnschienen, ⊔ und ⊢⊣ Eisen zur Anwendung gekommen sind, werden in Amerika schon seit längerer Zeit Spundwände aus einfachen und zusammengesetzten Profileisen verschiedener Art, sowohl für grössere Rammtiefen als auch als Fangdämme bei grösserer Wassertiefe in ausgedehntem Masse benutzt. Die wichtigsten Anordnungen solcher Spundwände sind die folgenden:

Taf. 14, Fig. 14—14_b. Wellblech-Spundwände, von A. Wilke, bestehend aus runden geschlitzten Blechröhren von 50 mm Durchmesser, die am unteren Ende mit einer angenieteten gusseisernen Spitze versehen sind, und in gegenseitigen Entfernungen von 400 mm als Leitpfähle eingerammt werden. In die 6 mm weiten Schlitze werden dann Wellblechtafeln eingeschoben, die an den Seiten entsprechend abgebogen sind.

Beim Bau der Durchlässe der Eisenbahnlinie Oebisfelde-Salzwedel wurden solche Spundwände mit gutem Erfolg angewendet. Das dort benutzte Wellblech bestand aus Tafeln von 2,6 m Länge und 0,4 m Breite, und hatte 100 mm Wellenlänge, 60 mm Höhe und 2 mm Dicke. Die Schlitzrohre hatten 50 mm Durchmesser und 2,75 m Länge. Das Einrammen geschah mittels Handramme von 50 kg Gewicht, wobei über das obere Ende der Blechtafeln zwei Winkeleisen von 340 mm Länge gelegt wurden (Fig. 14_a). Nachträglich wurden die Tafeln und Schlitzrohre wieder herausgezogen. Die Kosten betrugen 36,08 Mk. für 1 m Umschliessung der Baugrube. An benachbarten Baustellen kosteten hölzerne Spundwände unter gleichen Verhältnissen 37,50 Mk für 1 m Umschliessung (CBl. 1889, S. 391).

„ „ Fig. 15. Wellblech-Spundwände, bestehend nur aus einzelnen Blechtafeln, die mit Falzen in einander greifen. Solche Spundwände wurden bei der Ausführung der Kanalisations-Anlagen in Berlin verwendet, wobei die Tafeln für 2,7 und 4 m hohe Spundwände bezw. aus 1 mm und $1^1/_2$ mm starkem Blech bildeten. Zur Vermeidung des Eindringens von Erde in die Falze während des Einrammens war bei je zwei in einander greifenden Tafeln der Falz der zuerst eingerammten unten zusammengenietet. Die Tafeln waren am Kopfe durch innere und äussere Laschen verstärkt. Die Kosten betrugen bei Tafeln von 2,7 m Höhe und 1 mm Blechdicke 20 Mk. f. d. lfd. m, bei 4 m hohen 1 mm starken Tafeln 30 Mk. und bei 4 m hohen $1^1/_2$ mm starken Tafeln mit 5 cm breiten und 6 cm hohen Wellen 42 Mk. f. d. lfd. m Spundwand (Hdl.—Kl.).

„ „ Fig. 16. Ältere amerikanische Spundwand, von Raponot. Die hierbei angewendeten Spundpfähle bestehen aus gewalzten ⊔ Eisen, welche an der inneren Stegseite zwei niedrige Ansatzrippen angewalzt haben, gegen die sich die Flanschen der angrenzenden Pfähle lehnen. Die Teile werden über Wasser mit einander verschraubt, und die Hohlräume mit Beton ausgefüllt (Sc. Am. 1885, S. 749). In ähnlicher Weise wurden beim Bau des Nord-Ostsee-Kanals Spundwände aus gewöhnlichen ⊔ Eisen in der Form: ⊓⊔⊓ (ZfB. 1901, S. 602) und bei der Strassenbrücke über den Main bei Miltenberg zur Durchdringung einer schwachen Felsplatte und Erreichung des festen Felsens Spundwände aus ⊔ Eisen in folgender Zusammenfügung: ⊢I⊣I⊣ (CfB. 1900, S. 215) benutzt. Bei der Gründung der Ruhrbrücke bei Düssern, wo sich beim Eintreiben der Spundwände an einer Stelle so grosse Wider-

Digitized by Google

stände ergaben, dass hölzerne Pfähle wiederholt brachen, wurden alte Eisenbahnschienen von 7,22 m Länge mit gutem Erfolg verwendet.

Da aber bei obigen Spundwänden von Raponot ein dichter Anschluss der einzelnen Pfähle nur durch mühsame Anwendung von hinderlichen und während des Rammens leicht beschädigten, quer zur Wandfläche gerichteten Bolzen erreichbar ist, so sind in neuerer Zeit in Amerika mehrere andere eigenartige Profilformen zur Anwendung gekommen, die sowohl eine vortreffliche Führung beim Eintreiben als auch unmittelbar eine vorzügliche Dichtigkeit erzielen lassen, und die sich namentlich für vorübergehende Umschliessung von trocken zu liegenden Baugruben, sowie bei der Abteufung von Schächten bei stark wasserhaltigem Boden und in offenem Wasser sehr gut bewährt haben. Im folgenden sollen die wichtigsten dieser neueren Anordnungen unter Benutzung einer interessanten Mitteilung von Prof. Hilgard (Schw. Bztg. 1905, II, No. 18) kurz besprochen werden.

Taf. 14, Fig. 17—17_d. Profiltypen System „Friestedt". Diese von der „Friestedt Interlocking Channel Bar Co. in Chicago und New York angewendeten Profiltypen für fortlaufende Wände (Fig. 17), Ecken (Fig. 17_a) und Abzweigungen (Fig. 17_b) sind ⊔, ⅂ und ∟ Eisen zusammengenietet. Die Anordnung Fig. 17_c zeichnet sich durch ein besonders grosses Trägheitsmoment aus und eignet sich namentlich da, wo grössere seitliche Widerstandsfähigkeit erforderlich ist. Fig. 17_d zeigt die Art der Anbringung eiserner Spülröhren *S* beim Eintreiben dieser Pfähle durch Einspülen in den Boden.

Durch eine solche Spundwand wurde beispielsweise für ein Bauwerk der „Union Electric Light & Power Co." in St. Louis im Mississippi ein wasserdichter Fangdamm von 12,1 m Breite, 109,7 m Länge und 15,2 m Tiefe hergestellt.

„ „ Fig. 18. Abdichtung eines Staudammes in Ellsworth (Maine) mittels einer Friestedt'schen Spundwand aus Flusseisen, asphaltiert, wodurch der sonst unvermeidlich gewesene, sehr beträchtliche Aushub der Dammsohle bis auf den undurchlässigen Fels erspart werden konnte.

„ „ Fig. 19—19_b. Profiltypen System „Wittekind" für fortlaufende Wände (Fig. 19), Ecken (Fig. 19_a) und Abzweigungen (Fig. 19_b).

„ „ Fig. 20—20_a. Profil „Vanderkloot" für bezw. gerade und gekrümmte Wände.

„ „ Fig. 21—21_b. Profil „Behrend" der „United States Steel Piling Co." für bezw. gerade, polygonale und gekrümmte Wände.

Diese letzteren zwei Typen zeichnen sich gegenüber den vorgenannten durch grössere Einfachheit und Billigkeit aus, sind aber gegen seitlichen Druck weniger widerstandsfähig. Während die Profile „Vanderkloot" und „Behrend" bei rund 9½ mm und 12½ mm Stegdicke 52, bezw. 60 kg f. d. lfd. m oder 170, bezw. 190 kg f. d. qm fertiger Spundwand wiegen, dürfte das Gewicht der „Friestedt"schen Profile etwa 220 kg, bezw. 275 kg und jenes der „Wittekind"schen Profile etwa 200 kg, bezw. 250 f. d. qm fertiger Spundwand betragen. Dazu kommen bei den letzteren Profilen noch die Kosten für die Nietarbeit und wohl auch einige Erschwerung der Rammarbeit durch die Nietköpfe.

Digitized by Google

G. Pfähle aus Beton und Eisenbeton.

1. Betonpfähle.

Pfähle aus Beton — einem Steinmaterial, dessen Beschaffenheit und Bereitung später besprochen wird — sind zwar schon vor längerer Zeit, jedoch nur in seltenen Fällen zur Anwendung gekommen. Dieselben können in Frage kommen da, wo hölzerne Pfähle wegen ungenügender Dauerhaftigkeit, oder wo andere Bauarten der grösseren Kosten wegen ausgeschlossen sind. Nachdem der Beton ohne Eiseneinlagen im allgemeinen zu schwach ist, um solche Pfähle wie die hölzernen und eisernen mittels Ramme in den Boden eintreiben zu können, so sind dieselben bisher meistens in der Art hergestellt worden, dass hölzerne Pfähle eingerammt und dann wieder ausgezogen wurden, um dann den hohlen Raum im Erdboden mit eingestampften Beton auszufüllen. Da aber hierbei das Ausziehen der Pfähle beschwerlich ist, und namentlich bei loserem Boden, der Arbeitsgang durch Einstürzen der Erdwände leicht gestört wird, so sind in neuerer Zeit andere Vorgänge eingeführt worden, wobei diese Übelstände vermieden sind. Ein solches in Amerika angewendetes Verfahren ist das folgende:

Taf. 14, Fig. 22—25. Herstellung von Betonpfählen im Erdboden. Bei wasserfreiem Boden, wo ein Nachstürzen nicht zu befürchten ist, werden Stahlröhren, die am unteren Ende mit einer hohlen Spitze aus Gusstahl versehen sind, bis zur nötigen Tiefe eingerammt und dann mitsamt der Spitze wieder ausgezogen, worauf der Hohlraum mit Beton ausgestampft wird (Fig. $22-22_a$). Da das Ausziehen der Pfähle durch die Bildung des luftleeren Raumes unter dem Pfahle erschwert wird, so sind hier am oberen Ende des Rohres und an der Spitze Luftlöcher angebracht. — Bei losem wasserführendem Boden wird das Rohr mit einer lose angesetzten Spitze aus Eisenbeton versehen, die im Boden stecken bleibt, während der hohle Raum im Verhältnis des Ausziehens des Rohres mit Beton gefüllt wird (Fig. $23-23_a$). — Bei vorhandenem offenem Wasser wird in gleicher Weise verfahren wie im vorigen Falle, wobei aber die Stahlröhre entsprechend Fig. 24 von einem Stahlmantel umschlossen ist, der so tief in den Boden niedergeschoben wird, dass beim Emporziehen der inneren Röhre und Ausbetonieren des Hohlraumes das Wasser nicht eindringen kann. Erfordert der Pfahl im Bereiche des offenen Wassers keinen Schutz, so wird der Mantel nach Herstellung des Pfahles beseitigt (Fig. 24_a), während er sonst wie in Fig. 25 beibelassen wird (Tkn. 1904, S. 76).

2. Pfähle aus Eisenbeton.

Diese in neuester Zeit in der Praxis eingeführten Pfähle, die infolge ihrer Zweckmässigkeit bereits eine ausgedehnte Anwendung gefunden haben, sind aus Beton und einem zur Verstärkung darin eingeschlossenen Eisengerippe zusammengesetzt, und werden daher auch armierte Pfähle genannt. Durch die Eiseneinlagen wird bei diesen Pfählen nicht nur die Tragfähigkeit gegenüber einfa-

Digitized by Google

chen Betonpfählen wesentlich erhöht, sondern auch eine so grosse Steifigkeit und Festigkeit erreicht, dass dieselben an beliebiger Stelle erzeugt, und wie die hölzernen Pfähle zur Baustelle transportiert und in den Boden eingetrieben werden können.

Eine Art der Herstellung solcher Pfähle besteht zwar darin, dass bei dem oben geschilderten Verfahren der Herstellung von Betonpfählen im Erdboden vor dem Einführen des Betons ein Eisengerippe bis zur Spitze abgesenkt und in den Beton eingestampft wird, welchem Verfahren aber gewöhnlich das zuverlässigere vorherige Erzeugen der Pfähle in besonderen Formen, mit darauf folgendem Eintreiben, vorgezogen wird.

Diese Pfähle erhalten eine *dreieckige, viereckige, polygonale* oder *kreisrunde* Querschnittsform. Die Eiseneinlagen bestehen nach der Anordnung des Erfinders dieses Systems, *Hennebique*, aus in der Längsrichtung nahe unter der Oberfläche (in etwa 3 bis 5 cm Entfernung von derselben) eingelegten *Rundeisenstäben*, welche zur Sicherheit gegen Ausknicken in gegenseitigen Entfernungen von etwa 0,1 bis 0,2 m durch Querstäbe von schwächerem Rundeisen mit einander verankert sind (parallel zu den Seitenflächen des Pfahles oder radial). Die Anzahl und Stärke der Eiseneinlagen richtet sich nach der Form und Belastung des Pfahles, und zwar wird bei polygonalen Pfählen gewöhnlich an jeder Ecke ein Rundeisenstab von etwa 25 bis 35 mm Stärke vorgesehen, während für die Querverbindungen eine Stärke von etwa 6 mm genügt. Doch sind bei Pfählen quadratischen Querschnitts auch 8 Stäbe zur Anwendung gekommen, und werden bei rechteckigen Spundpfählen die Stäbe in Entfernungen von etwa 10 bis 15 cm angeordnet.

Andere zur Anwendung gekommene Anordnungen bestehen darin, dass anstatt der Rundeisen andere Profileisen, wie ⌊ und ⊔ Eisen als Einlagen benutzt werden.

Die Spitze erhält eine besondere äussere Verstärkung aus Eisen, während der Kopf zum Eintreiben mit einer *Stahlhaube* versehen wird, die zur gleichmässigen Verteilung der Stösse mit Sand, Sägespänen oder dergl. gefüllt wird, und selbst noch durch einen aufgesetzten hölzernen Rammknecht oder Stöpsel die Stösse gemildert bekommt.

Die Dicke der Pfähle pflegt bis zu etwa 40 cm und die Länge bis zu etwa 15 m zu betragen. Es kann aber eine Verlängerung des Pfahles durch Aufpfropfen in der Art geschehen, dass nach Verlängerung der Eiseneinlagen Beton aufgestampft wird. Man kann in gleicher Weise auch die zu einem Fundament gehörigen Pfähle mit dem aufgehenden Mauerwerk zu einem festen Ganzen vereinigen.

Digitized by Google

Die grösste zulässige Belastung der Eisenbetonpfähle kann etwa 35 bis 40 kg für den Beton und 1000 kg pro qcm für die Eiseneinlagen betragen.

Taf. 14, Fig. 26—26a. Eisenbetonpfahl, angewendet bei der Gründung des Neubaues des Land- und Amtgerichtes Berlin-Wedding (1902). Nachdem hier ein Sinken des Grundwasserspiegels befürchtet wurde, waren Holzpfähle ausgeschlossen. Die als Ersatz hierfür verwendeten Eisenbetonpfähle erhielten aufgrund eingehender Versuche, wobei zunächst Pfähle von quadratischem Querschnitt von 30 cm Seitenlänge zur Anwendung kamen, als Querschnittsform ein gleichseitiges Dreieck mit abgestumpften Enden von 38 cm Seitenlänge gewählt (Fig. 26a). Die Pfähle wurden aus Flusskies von mittlerer Korngrösse mit Portlandzement im Mischungsverhältnis 1 : 3 in Längen von 5, 6,5 und 8 m gestampft. Die Eiseneinlagen bestehen aus drei 26 mm starken Rundeisenstäben, die durch übergeschobene Drahtankereisen von 6 mm Stärke in Abständen von 20 cm gegenseitig verbunden und am unteren Ende durch Schweissung zu einer starken Spitze vereinigt sind. Die Herstellung geschah in hölzernen Formen, wo die Pfähle zur Erhärtung 12 bis 24 Stunden im Trockenen und dann unter reichlicher Anfeuchtung noch 7 bis 8 Tage belassen wurden. Nach der Herausnahme folgte noch eine weitere 8 bis 10 tägige Erhärtung, worauf erst der Transport auf den Lagerplatz stattfand, wo die Pfähle aufgestapelt wurden. Erst nach etwa vierwöchentlicher Erhärtung wurden die Pfähle mit einem Rammbären von 2500 kg Gewicht eingetrieben (DB. 1902, S. 647—CBl. 1902, S. 560).

„ „ Fig. 27—27a. Eisenbetonpfähle, System Hennebique, bei den Fundamenten für die Hauptpfeiler eines 10 stöckigen Hauses aus Eisenbeton in New York. Diese Pfähle haben 30 cm im Geviert und eine Länge von 9 m. Die Eiseneinlagen bestehen aus vier Rundeisenstäben von 35 mm Dicke und Querverbindungen in Abständen von 10 cm. An der Spitze sind die vier Stäbe zusammengeschweisst und mit einem äusseren Schuh verstärkt (GC. 1904, I. S. 172).

Die gleiche Anordnung kam z. B. bei einem Lagerhaus in Southampton zur Anwendung, wobei die Pfähle (2000 Stück) bei 35 cm im Geviert eine Länge von 13,5 m bis 15 m erhielten, und in einem Stück ausgeführt wurden, während sie bei einem Hausbau der Niederländisch-Amerikanischen Schiffahrts-Gesellschaft in Rotterdam in Längen von 8 bis 12 m an Ort und Stelle in zwei Absätzen erstellt, und nach Bedürfnis verbunden und verlängert wurden (ÖZ. 1901, S. 715).

Bei einer im Jahre 1902 ganz nach System Hennebique erbauten Strassenbrücke bei Brumath wurde der im Fundamente ungef. 1,5 m dicke und 8 m breite Pfeiler auf 11 Eisenbetonpfähle von 0,4 m im Geviert, mit gleicher Anordnung der Eiseneinlagen wie im vorigen Beispiele, gegründet. Dieselben bilden mit dem Pfeilermauerwerk ein kompaktes Ganzes, was dadurch erzielt wurde, dass die Köpfe der eingerammten Pfähle entfernt und die so freigelegten Einlagen in das aufgehende Mauerwerk einbezogen wurden. Die Pfähle wurden 4,5 bis 5 tief eingerammt. Der Boden war ca. 2 m Morast, dann grober Kies. Das Eintreiben geschah mittels Kunstramme von 4000 kg Bärgewicht, wobei in dem oberen Moraste bei einer Fallhöhe von 50 cm das Eindringen 20 bis 80 cm betrug. Im Kies wurde die Fallhöhe auf 1 bis 1,3 m gesteigert, wobei der Pfahl anfangs 5 cm zog, um nach im ganzen 80 bis 120 Schlägen bei einem Eindringen von 8 bis 10 mm hinreichend festzusitzen (ÖZ. 1902, S. 746).

„ „ Fig. 28—29. Pfahl und Spundbohle nach System Hennebique, angewendet bei den Kaibauten in Southampton. Die 0,3 m im Geviert messenden Pfähle sind hier mit 8 Rundeisenstäben armiert, während die 0,3 m dicken

Digitized by Google

und 80 cm breiten Spundbohlen an den beiden Langseiten mit je 6 Rundeisenstäben versehen sind (ÖZ. 1901, S. 539).

Taf. 14, Fig. 30. Betoneisen-Spundbohle mit abgerundeter Feder und Nut, vorgeschlagen für die Kaibauten in Kiautschou. Dieselben haben bei 25 cm Dicke und 45 cm Breite als Einlagen zwei I Eisen von 150 mm Profilhöhe, die bei den 12 m langen Pfählen in Abständen von 2,4 m durch Flach- und Winkeleisen mit einander verbunden sind (CBl. 1900, S. 616—ÖZ. 1901, S. 716).

" " Fig. 31. Eisenbetonpfahl aufgepfropft auf Holzpfahl, nach dem Vorschlag von Th. Möbus. Diese Anordnung eignet sich sowohl für Neubauten, da wo der ständig unter Wasser befindliche Teil des Pfahles besser aus Holz herzustellen, über Wasser aber ein dauerhafteres Material erforderlich ist (bei Brückenjochen usw.), wie auch zum nachträglichen Ersatz der über Wasser befindlichen, zerstörten Teile von hölzernen Pfählen. Bei einer zweiten Anordnung sind Einlagen in Form von vier Winkeleisen vorgesehen (DB. 1904, Mitteilungen über Zement usw. No. 8, S. 32).

H. Vorrichtungen zum Eintreiben der Pfähle.

Das Eintreiben der Pfähle geschieht je nach deren Beschaffenheit und derjenigen des Bodens entweder durch Einschlagen mittels Ramme, oder durch Einspülen mittels Druckwasser oder Dampf, oder durch Einschrauben. Während sich bei festem tonigem und steinigem Boden nur das Eintreiben mittels Ramme eignet, kann bei Schlamm-, Sand-, Kies- und Lehmboden das Einspülen oft zweckmässiger sein. Während ferner diese zwei Verfahren sowohl bei hölzernen als auch bei eisernen Pfählen zur Anwendung kommen können, eignet sig das Einschrauben nur bei Pfählen der letzteren Art.

In gewissen Fällen kann auch die Explosionskraft des Dynamits zum direkten Eintreiben der Pfähle geeignet sein.

1. Rammen.

Die Rammen sind Vorrichtungen, bei denen ein grösseres Gewicht (Rammklotz, Rammbär) wiederholt auf den Pfahlkopf fallen gelassen wird. Je nach den Dimensionen der Pfähle, der Beschaffenheit des Bodens und dem Umfange der Arbeit kommen verschiedene Rammen zur Anwendung, wobei der Rammbär durch Menschen, Zugtiere oder durch Elementarkräfte gehoben wird.

Bei den durch Menschenkraft bewegten Rammen geschieht das Heben des Bären entweder durch unmittelbares Anfassen desselben (Handramme), oder mittels eines über eine Rolle laufenden Taues, an dem einerseits der Bär aufgehängt ist, während am anderen Ende die Arbeiter unmittelbar angreifen (Zugramme), oder geschieht das Anziehen des Taues mittels einer Winde (Kunst-

Digitized by Google

ramme), oder wird anstatt der Rolle ein Hebel angewendet, an dem einerseits der Bär angehängt ist, während am anderen Ende die Arbeiter angreifen (Wippramme). Bei der Kunstramme kann anstatt der durch Handkraft bewegten Winde auch ein Göpel für Zugtiere zur Anwendung kommen (Kunstramme mit Göpel), oder ein Wasserrad benutzt werden (Ramsauers Kunstramme), oder wird die Winde mittels Dampfkraft bewegt (Dampf-Kunstramme). Die Anwendung des Dampfes zum Heben des Bären geschieht auch noch in verschiedenen anderen Weisen (Dampframmen). Ausser der Dampfkraft kann auch die Elektrizität (Elektrische Rammen), der Druck der atmosphärischen Luft, oder von komprimierter Luft (Atmophärische und pneumatische Rammen), sowie auch die Explosionskraft des Schiesspulvers (Pulverramme) verwendet werden.

a. Handrammen.

Pfähle bis zu etwa 12 cm Durchmesser können bei leichtem Boden bis zu etwa 1,5 m Tiefe mit einem Schlegel (von etwa 12 kg Gewicht) eingetrieben werden, während sonst die Handrammen aus einem hölzernen, seltener gusseisernen Klotz von runder viereckiger oder polygonaler Querschnittsform bestehen, welcher behufs Anfassen mit entsprechenden Armen oder Bügeln versehen ist. Das Gewicht des Bären wird so gross angenommen, dass etwa 12 bis 15 kg pro Mann entfallen, so dass eine 4 männige Handramme ein Bärgewicht von etwa 50 bis 60 kg erhält. Die Hubhöhe beträgt etwa 0,6 bis 1,0 m, gewöhnlich ungef. 0,7 m.

Handrammen eignen sich im allgemeinen nur zum Einschlagen einzelner Pfähle bis zu etwa 20 cm Durchmesser, sowie von Spundbohlen, und kann damit in gewöhnlichem Boden bei ca. 20 cm Pfahldurchmesser günstigen Falles eine Pfahllänge von etwa 12 bis 15 m täglich eingeschlagen werden.

Taf. 15, Fig. 1—2. Einfache Handrammen (Viermänner-Rammen), bestehend aus einem Holzklotz, der am unteren Ende mit einem warm anfgezogenen eisernen Ring verstärkt und zum Anfassen mit vertikalen Bügeln (Fig. 1) oder mit wagrechten Armen (Fig. 2) versehen ist (S.).

„ „ Fig. 3. Viermännige Handramme mit vertikalen Bügeln und einer in den Pfahlkopf eingeschraubten eisernen Führungsstange (Dorn), längs welcher der aufgeschobene Rammklotz gleitet. Hierdurch wird die Rammarbeit wesentlich erleichtert und der Effekt erhöht, indem dadurch die Arbeiter der Mühe des seitlichen Stützens des Rammklotzes vor und nach dem Schlag enthoben sind, und durch Niederwerfen des Klotzes die Wirkung des Schlages erhöhen können. Die hier angewendeten langen vertikalen Bügel haben den Vorteil, dass sie von den Arbeitern im Verhältnis des Eindringens des Pfahles immer höher erfasst werden können, daher die Arbeiter sich weniger zu bücken haben. Die Führungsstange erhält einen Durchmesser von etwa 30 mm und eine Länge von ca. 2 m (S.).

„ „ Fig. 4—4_a. Viermänner-Ramme mit schräg stehenden Armen,

Digitized by Google

welche zuerst entsprechend Fig. 4 nach unten und dann bei tieferem Eindringen des Pfahles durch Umschwengen des Bären nach oben (Fig. 4_a) gekehrt sind (S.).

Taf. 15, Fig. $5-5_a$. Standgerüst bei Anwendung der Handramme welches am Pfahle aufsitzt und daher mit demselben sinkt, wodurch die darauf stehenden Arbeiter immer in derselben Körperstellung verbleiben (S.).

b. Zugrammen.

Diese Rammen bestehen aus einem Gerüst, woran die zur Aufnahme des Rammtaues dienende Rolle (Rammscheibe, Seilscheibe) befestigt ist, so dass das Anheben des am Rammtaue aufgehängten Bären durch einen nach unten gerichteten Zug erfolgt. Hierdurch erwächst gegenüber der Handramme nicht nur der Vorteil einer bequemeren Arbeit, sondern auch die Möglichkeit des Anbringens einer grösseren Anzahl Arbeiter, der Anwendung eines grösseren Bärgewichtes und einer grösseren Fallhöhe, und daher auch die Möglichkeit eines grösseren Effektes.

Das Gewicht des Bären bestimmt sich auch hier daraus, dass man für jeden Arbeiter etwa 12 bis 15 kg rechnen kann. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass mit zunehmender Anzahl der Arbeiter, durch die gegenseitige Hinderung und Kraftzersplitterung infolge von ungleichmässigem Anziehen, erschwerter Kontrolle usw. das pro Mann entfallende Gewicht kleiner wird. Mann kann daher bei 10 Mann ein Bärgewicht von etwa 150 kg, bei der grössten Zahl von ungef. 50 Mann aber nur ein Bärgewicht von etwa 600 kg anwenden. Es werden jedoch selten mehr als ca. 30 Mann benutzt. Für jeden Arbeiter ist eine Standfläche von etwa 0,5 qm erforderlich. Der Hub des Bären beträgt hier etwa 1,2 bis 1,5 m. Die Höhe des Gerüstes richtet sich nach der grössten Pfahllänge, in dem die vor Beginn des Einschlagens aufgestellten Pfähle unter dem hochgezogenen Rammbären mit nötigem Spielraum Platz finden müssen.

Taf. 15, Fig. 6. Zugramme einfachster Art (sog. Fallwerk). Das Gerüst besteht hier aus einem Dreibein (Dreibock), d. i. aus drei oben mittels eines Bolzens oder Taues verbundenen Hölzern, woran die Rammscheibe aufgehängt ist. Zur Führung des Bären wird auch hier wie in Fig. 3—4 eine eiserne Stange verwendet. Diese Anordnung eignet sich jedoch nur für untergeordnete Rammarbeiten.

„ „ Fig. $7-7_b$. Gewöhnliche Anordnung der Zugramme mit zerlegbarem Gerüst. Letzteres besteht aus zwei vertikalen Ständern, den sog. Läuferruten (Mäkler), welche dem dazwischen befindlichen Rammbär als Führung dienen, und welche unten in einen horizontalen Fussrahmen (das sog. Schwellwerk) verzapft und sowohl seitwärts als auch rückwärts durch Streben gestützt sind. Die Anordnung des Schwellwerkes ist aus dem Grundriss Fig. 7_b zu ersehen. Darin sind die Läuferruten und Streben fortgelassen.

Die Ruten werden am oberen Ende durch einen Querriegel in bestimmtem Abstande von einander gehalten. Man nennt dieselben bei dazwischen be-

Digitized by Google

findlichem Bären auch die Scheren und die damit versehene Ramme auch Scherenramme. Der Raum über dem Schwellwerk, wo auf einem losen Bretterboden die Arbeiter Platz finden, wird die Rammstabe genannt.

Am oberen Ende befindet sich zwischen den Ruten die Rammscheibe *R*, über welche das Rammtau *S* geführt ist, das mit dem einen Ende am Rammklotz befestigt ist, während das andere in die Rammstube niederhängt. In einer Höhe von etwa 3 bis 5 m über dem Boden befindet sich am Rammtau ein verschiebbarer Ring *A* aus Eisen, oder aus einem kreisförmig gewundenen Tau, an dem für jeden Arbeiter eine Zugleine (Rammstrang) befestigt ist. Diese Leinen sind entweder wie in Fig. 7 am unteren Ende in passender Höhe über dem Boden mit einem angebundenen Handgriff (Knebel) aus Holz versehen, oder hängen dieselben in grösserer Länge auf den Boden nieder, und sind der ganzen Länge nach mit Knoten versehen, um das Anfassen zu erleichtern.

Das Rammtau erhält einen Durchmesser von etwa 30 bis 40 mm und die Zugleinen einen solchen von 10 bis 13 mm. Der Durchmesser der hölzernen oder eisernen Rammscheibe beträgt 0,6 bis 1,2 m. Sowohl wegen der Kraftverluste durch die Seilsteifigkeit, als auch behufs geringerer Abnützung des Taues ist es zweckmässig den Durchmesser der Rammscheibe möglichst gross anzunehmen.

Zur Erleichterung des Aufstellens der Pfähle, wird am oberen Querriegel zwischen den Läuferruten zweckmässig eine Rolle oder ein Flaschenzug angebracht. Eine der Streben ist zum Besteigen des Gerüstes mit Sprossen versehen. Der Rammbär wird gewöhnlich aus Gusseisen, seltener aus Holz oder aus Steinmaterial hergegestellt.

Bei der Zugramme beansprucht jeder Schlag etwa $2\,^1/_2$ Sekunden, und pflegt die Arbeit in sog. Hitzen von 20 bis 30 auf einander folgenden Schlägen zu geschehen, worauf immer eine Ruhepause von mindestens 2 Minuten erfolgt, nebst längeren Pausen während des Aufstellens und Richtens der Pfähle und des Versetzens der Ramme. Zur Erreichung eines gleichmässigen Anziehens wird von einem Vorarbeiter der Takt angegeben, oder wie es z. B. in Finnland üblich ist, ein Lied gesungen, in welches die Arbeiter zeitweilig einstimmen.

Bei Anwendung von 30 bis 50 Arbeitern und entsprechend grossem Bärgewicht können mit der Zugramme täglich etwa 10 bis 18 m Pfahllänge eingeschlagen werden.

Im allgemeinen stellt sich die Arbeit mit der Zugramme, selbst bei verhältnismässig niedrigen Löhnen, teurer als jene mit Dampframmen.

Taf. 15, Fig. 8—10_a. Hölzerne Rammscheiben. Bei kleinerem Durchmesser werden dieselben aus einem Stück hergestellt (Fig. 8), während sie bei grösserem Durchmesser aus mehreren Stücken zusammengesetzt und entweder massiv (Fig. 9) oder durchbrochen sind (Fig. 10). Die Rinne soll für den sicheren Sitz des Taues gehörig tief sein, und werden zu dem Zwecke wohl auch seitliche Arme aus Holz oder Eisen angebracht (Ch.—S.).

„ „ Fig. 11—12. Befestigung der Zugleinen (Rammstränge) am Rammtau. Da der Befestigungspunkt leicht verstellbar sein soll, so wird hierfür entweder in vorgenannter Weise ein Ring *A* aus Eisen oder einem gewundenen Tau (Kranztau) verwendet, welcher mittels eines durch eine Schleife des Rammtaues gesteckten hölzernen Pflockes festgehalten wird (Fig. 11), oder man benutzt dazu eine aus zwei Teilen zusammengeschraubte Hülse (Fig. 12), welche zur Befestigung der Zugleinen mit Ösen versehen ist (Ch.—Bck).

„ „ Fig. 13—13_a. Einfachere Form der zweiläufigen Zugramme, mit einfachem Schwellwerk, eine dreieckige Rammstube bildend und mit nur zwei

Digitized by Google

Streben für die Läuferruten. Die Rammscheibe besteht hier aus einem gusseisernen Speichenrad (Hdl.—Kl.—Br.).

Taf. 15, Fig. $14-14_b$. Zugramme mit einfacher Läuferrute (einläufige Eck- oder Winkelramme). Die Rute ist durch zwei seitliche und zwei hintere Streben gestützt. Fig. 14_b zeigt die Anbringung der Rammscheibe in der verlängerten Rute, welche an dieser Stelle dicker, und entsprechend ausgehöhlt ist. Zum Heranziehen und Aufrichten der Pfähle ist diese Ramme mit einem an den hinteren Streben angebrachten Haspel versehen, von welchem ein besonderes Pfahltau über zwei am oberen Ende der Läuferruten angebrachte Rollen geführt ist. Diese Rollen sitzen in einem Querholz (Trietzkopf), welches entweder an der Läuferrute fest angeschraubt, oder um eine vertikale Achse drehbar ist (HZ. 1860, Bl. 181—Bh.).

„ „ Fig. $15-15_a$. Stützenramme, wobei das Schwellwerk bis auf eine als Stütze für die zwei Läuferruten dienende Vorderschwelle fortgelassen ist, und wo die Ruten durch zwei seitliche feste und eine hintere drehbare Strebe gestützt sind. Hierdurch können die Ruten zum Einrammen schiefer Pfähle verschiedene Neigungen erhalten. Zur grösseren Sicherheit gegen Schwanken und Umkippen wird die Ramme durch zwei sog. Kopftaue mit dem Boden verankert, die vom oberen Ende des Gerüstes ausgehen und mittels zweier Holzpflöcke am Boden befestigt sind. Der Rammbär liegt hier vor den Läuferruten, auf denen er sich gleitend bewegt, und wobei er durch zwei zwischen denselben durchgreifende Arme in der richtigen Lage erhalten wird.

„ „ Fig. $16-16_b$. Stützenramme mit rollendem Rammbär. Die Rollvorrichtung besteht entweder wie in Fig. 16_a aus vier seitlich angebrachten Laufrädern und auf den Läuferruten aufgenagelten Schienen, oder wie in Fig. 16_b aus zwei untergelegten Walzen (Ch.).

„ „ Fig. $17-17_b$. Hölzerner Rammbär, der zwischen den Läuferruten zu führen ist. Derselbe besteht aus einem hölzernen Klotz (aus irgend einer härteren Holzart, am besten vom festeren Wurzelende eines Baumstammes genommen) und ist an den Enden durch warm aufgezogene eiserne Ringe verstärkt. Zur Führung zwischen den Läuferruten dienen vier durchgesteckte hölzerne Arme, die mit ihren Enden die Ruten umfassen. Zum Aufhängen am Rammtau dient ein oben in der Mitte angebrachter eiserner Bügel (Kramme) welcher am sichersten in der aus der Figur ersichtlichen Weise befestigt wird, nämlich so dass derselbe mit seinen zu zwei Ösen geformten Enden tief in das Holz hineingesteckt, und quer durch die Ösen ein Bolzen gezogen wird.

„ „ Fig. $18-18_b$. Hölzerner Rammbär, der vor den Läuferruten zu führen ist. Derselbe ist mit drei eisernen Verstärkungsringen versehen und hat bei zwei Läuferruten zwei über einander stehende Arme, welche zwischen den Ruten hindurch greifen und an der hinteren Seite mit einem quer durchgesteckten Keil *K* versehen sind. Die Befestigung der eisernen Ringe und der Arme ist aus Fig. 18_b zu ersehen. Die zum Aufhängen des Bären dienende eiserne Kramme besteht hier aus einem Rundeisenbügel von ca. 30 mm Dicke, dessen zugespitzte, mit Widerhaken versehene Enden etwa 20 cm tief eingeschlagen sind (Ch.—Hdl.—Kl.).

„ „ Fig. 19—20. Gusseiserne Rammbären. Bei der ersteren Anordnung gleitet der Bär zwischen den Läuferruten und wird dabei durch vier durchgesteckte Arme in seiner Lage erhalten, während die andere Anordnung zur Führung vor den Ruten bestimmt ist, wobei am Klotze zwei horizontale Stehbolzen befestigt sind, welche an den Enden eine genügend breite Blechplatte tragen, um die beiden Läuferruten an der Rückseite zu übergreifen. Ausser diesen zwei Stehbolzen befinden sich zwischen Klotz und Platte noch zwei Friktionsrollen *R* welche den Raum zwischen den Läuferruten ausfüllen. Der Aufhän-

Digitized by Google

gungsbügel besteht aus einem im Klotze vergossenen Rundeisen (Bck. — Kl.—J.).

Taf. 15, Fig. 21—21_a. Steinerner Rammbär, wie solcher z. B. bei der Gründung von Eisenbahnbrücken in Finnland angewendet wurde. Hierzu wird ein Granitblock benutzt, welcher behufs Führung zwischen den Läuferruten mit vier hölzernen Armen versehen ist, die in schwalbenschwanzförmige Falze eingeschoben und mittels quer durchgezogener Schraubenbolzen befestigt sind. Die Aufhängungskramme besteht aus einem abgebogenen und an den Enden aufgehauenen Rundeisenbügel, welcher im Steinblock mit Zement vorgossen ist.

„ „ Fig. 22—28. Verschiedene andere Anordnungen der Führung des Bären. Bei der Anwendung einer einzigen Läuferrute geschieht die Führung in der Art, dass zur Festhaltung der Führungsarme entweder Keile *K* (Fig. 22), einseitige Friktionsrollen *R* (Fig. 23), oder beiderseitige Rollen (Fig. 24) benutzt werden. In gleicher Weise können bei zwei Ruten und dazwischen befindlichen Führungsarmen entweder Keile (wie in Fig. 18—18_a) oder Rollen *R* wie in Fig. 25 zur Anwendung kommen. Bei der Führung des Bären zwischen den Ruten kann derselbe mit angegossenen vertikalen Rippen versehen sein, die in entsprechende Nuten in den Läuferruten eingreifen (Fig. 26), oder sind umgekehrt an den Ruten Flacheisenleisten oder Winkeleisen befestigt, während der Bär mit Nuten versehen ist (Fig. 27 & 27_a). Fig. 28 zeigt eine neuere Anordnung von Menck & Hambrock, wobei an der Rute zwei ⊔ Eisen aufgebolzt sind, an denen der Bär durch dazwischen eingreifende Arme festgehalten wird.

„ „ Fig. 29—35. Vorrichtungen zur Führung des Pfahles. Um den Pfahl während des Einschlagens in der richtigen Lage zu erhalten, wird das obere Ende durch einen sog. Pfahlführer an den Läuferruten so festgehalten, dass nur eine Bewegung in der Achsenrichtung möglich ist. Hierzu wird am einfachsten ein hölzerner oder eiserner Rahmen verwendet, welcher mit dem Pfahle in Verbindung steht, und über die Läuferruten greift. Derselbe kann aus zwei hölzernen Querriegeln bestehen, welche am Pfahle angeschraubt sind (Fig. 29), oder man verwendet hierzu einen losen Rahmen, bestehend aus zwei Querriegeln und zwei Schraubenbolzen zu beiden Seiten des Pfahles (Fig. 30), oder ganz aus Eisen bestehende lose Rahmen wie in Fig. 31—33. Diese losen Rahmen werden durch hölzerne Knaggen *K* getragen welche am Pfahle aufgenagelt sind (Fig. 34).

Bei der Stellung des Pfahles vor den Läuferruten kann anstatt des Rahmens der in Fig. 35—35_a dargestellte Apparat mit Kette und Schraubenvorrichtung benutzt werden (Hdl.).

Fig. 61.



1:50

Aufsetzer.

Wenn Pfähle so tief einzurammen sind, dass die Pfahlköpfe unter die Ramme zu stehen kommen, so werden dieselben durch den in nebenstehender Textfig. 61 ersichtlichen Aufsetzer (Rammknecht oder Jungfer) verlängert. Derselbe besteht aus einem Holzklotz, welcher oben und unten mit eisernen Reifen verstärkt, und behufs Verbindung mit dem Pfahlkopf mit einem eisernen Dorn versehen ist. Je nachdem sich derselbe vor- oder zwischen den Läuferruten befindet, erhält er behufs Führung längs der letzteren, entweder wie in dieser Figur einen horizontalen Arm mit Keil, oder wird derselbe mit einem der vorher beschriebenen Pfahlführer versehen.

Digitized by Google

c. Kunstrammen.

Die Kunstrammen unterscheiden sich von den Zugrammen im Prinzip dadurch, dass bei denselben das Emporziehen des Bären mittels einer Winde oder Hebel geschieht, welche durch Menschen, Zugtiere, Wasser-, Dampf- oder elektrische Kraft in Bewegung gesetzt werden.

Gewöhnliche Kunstramme.

Gerüst und Bär können hier die gleiche Anordnung wie bei den Zugrammen erhalten. Eine wesentliche Abweichung besteht jedoch hier darin, das der emporgezogene Bär vom Rammtau oder Kette losgelöst wird, und frei herunter fällt, wodurch der mit dem Mitnehmen des Taues verbundene Kraftverlust der Zugramme vermieden wird. Zu dem Zwecke ist die Kunstramme mit einer besonderen Auslösevorrichtung versehen.

Diese Kunstramme hat sowohl den Vorteil, dass die Fallhöhe bis zur Länge der Läuferruten verlängert, als auch dass der Rammbär von einer kleineren Anzahl Arbeiter gehoben werden kann. Dagegen nimmt hier das Emporziehen des Bären für jeden Schlag eine längere Zeit in Anspruch, und wird dadurch die täglich eingeschlagene Pfahllänge im allgemeinen kleiner als bei einer Zugramme mit gleich grossem Bärgewicht. Wenn es sich aber nicht um dringende Arbeiten handelt, so ist namentlich bei höheren Arbeitslöhnen diese Ramme vorteilhafter als die Zugramme. Man kann annehmen, dass mit einer Kunstramme mit 4 Mann an der Winde täglich etwa 9—10 m Pfahllänge eingeschlagen werden kann.

Taf. 15, Fig. 36. Gewöhnliche Kunstramme mit rücklaufender Kette und hölzernem Gerüst, in der Ausführung der Maschinenfabrik Menck & Hambrock, Altona-Hamburg. Dieselbe pflegt ein Bärgewicht von etwa 400 bis 1000 kg und eine Fallhöhe bis zu etwa 13 m zu haben, wobei letztere beliebig verändert werden kann. Anstatt des Rammtaues wird hier eine Zugkette *K* zum Aufziehen des Bären verwendet, welche mit dem unteren Ende um die Trommel der am Schwellwerk angeschraubten (oder entsprechend belasteten) Winde *W* gewunden ist. Das Auslösen des Bären geschieht in beliebiger Höhe durch Anziehen einer Leine *S*. Nach dem Fall des Bären folgt die Auslösevorrichtung, durch ihr Eigengewicht, die Kette nach sich ziehend, demselben nach, und hängt sich selbsttätig in denselben ein.

Zum Bedienen der Kunstramme sind gewöhnlich 6 Mann erforderlich, wovon 4 an der Winde und die anderen zwei zum Herbeischaffen und Aufrichten der Pfähle usw.

Obige Firma lieferte im Jahre 1893 solche Rammen, bei einem Bärgewicht von 400, 600, 800 und 1000 kg und einer grössten Fallhöhe von bezw. 7, 9, 11 und 13 m komplet, einschliessl. Gerüst, zum Preise von bezw. 900, 1250, 1600 und 1900 Mk., während die Eisenteile allein, ohne Holz, einen Preis von bezw. 600, 850, 1100 und 1300 Mk. bedingten.

„ „ Fig. 37—39. Auslöse- oder Ausrückvorrichtungen (Katzen). Die

Digitized by Google

gewöhnliche Anordnung besteht in einem an der Zugkette *Z* (Fig. 37 & 38) aufgehängten Haken (Schnepper) *H*, der in den Aufhängebügel des Bären *B* eingehakt und mit einem Hebel versehen ist, der am Ende des einen Armes ein Gegengewicht *G* trägt, während am anderen Ende eine Zugleine *S* befestigt ist, durch die der Haken ausgelöst wird. Es kann aber das Ausrücken auch selbsttätig in der Art geschehen, dass der letztere Hebelarm gegen eine in entsprechender Höhe befestigte Knagge oder gegen eine stellbare Klammer (Aufstosser) *K* stösst, und so beim weiteren Emporziehen niedergedrückt wird. Gewöhnlich wird aber das Auslösen mit der Leine vorgezogen, da man dadurch die Fallhöhe beliebig ändern kann, je nachdem es durch das jeweilige Eindringen des Pfahles erforderlich ist. Übrigens kann ein selbsttätiges Auslösen auch bei Anwendung der Zugleine durch Anbinden derselben am unteren Ende des Gerüstes erreicht werden.

Nach dem Niederfallen des Bären wird die Winde losgelassen, worauf der Schnepper durch die Wirkung des über demselben angebrachten Gegengewichtes (Fallblockes) *F* auf den Bären niederfällt und sich selbsttätig in denselben einhakt. Zu dem Zwecke ist der Haken mit dem Gegengewicht *G* versehen, welches dem Gewichte des Hebels und der Leine entgegenwirkt und dem Haken eine passende Neigung gibt.

Der Schnepper kann sich je nach der Anzahl der Läuferruten und der Lage des Bären entweder zwischen den Ruten, wie in diesen zwei Figuren, oder vor denselben, um 90° gedreht (wie bei Fig. 36) befinden.

Fig. $39-39_a$ zeigt eine scherenförmige Auslösevorrichtung (sog. Krebs). Der Apparat hält in der gezeichneten Stellung durch Umfassen des Aufhängebügels den Bären fest. Wenn aber derselbe weiter emporgezogen wird, öffnet sich die Schere durch Anstossen der Rollen gegen die eingebogenen Enden der Leitschienen oder gegen entsprechende Knaggen. Diese Vorrichtung ist jedoch weniger zu empfehlen als die vorigen.

Wenn die Kunstramme als Stützenramme für Schrägpfähle dienen soll, so wird die Ausrückvorrichtung in gleicher Weise wie der Bär entweder gleitend (wie bei Fig. 15) oder rollend (wie bei Fig. 16) angeordnet.

Wippramme.

Die Wippramme bildet eine zwischen der Zug- und der Kunstramme liegende Anordnung. Mit der ersteren hat sie das gemein, dass das Anheben des Bären durch mehrere an Zugleinen angreifende Arbeiter geschieht, und dass die Schläge in rascher Aufeinanderfolge stattfinden, während der Kunstramme die Ausrückbarkeit des Bären und das Anheben desselben mittelst Maschine entspricht. Zu letzterem Zwecke wird jedoch hier anstatt der Winde ein Hebel benutzt, woraus der Vorteil des Wegfallens des von der Seilsteifigkeit bedingten Kraftverlustes erwächst.

Taf. 15, Fig. $40-40_b$. Wippramme von Bovy & Co. in Lüttich. Dieselbe besteht aus einem gewöhnlichen Rammgerüst mit zwei Läuferruten, zwischen denen der auf dem Pfahlkopf ruhende Rammapparat geführt wird. Dieser befindet sich zwischen zwei aus Blech und Winkeleisen bestehenden Wangen *W*, welche durch Stehbolzen steif mit einander verbunden sind und sich in einer gegenseitigen Entfernung entsprechend der Dicke des Rammbären befinden, so dass sich derselbe zwischen entsprechenden Führungsleisten in vertikaler Rich-

Digitized by Google

tung bewegen kann. Zur Führung des ganzen Apparates zwischen den Läuferruten sind an jeder Wange 4 Winkeleisen befestigt, welche die Ruten umfassen (Fig. 40—40_a). An das äusserste Ende der Wangen stützt sich bei *b* durch einen Querbolzen ein hölzerner Hebel (Wippbaum) an dessen einem Ende *c* die Zugleinen befestigt sind, während er am anderen Ende ein eisernes Bogenstück aa_1 trägt, woran oben eine kurze Gliederkette befestigt ist, welche als Zugkette zum Anheben des Bären dient, und welche am unteren Ende wie bei der Kunstramme mit einem Schnepper versehen ist (Fig. 40_b).

Wird nun der so eingehängte Bär emporgezogen, so stösst der Schnepper allmählich gegen den Bogen und dreht sich so, dass der Bär ausgerückt wird und niederfällt, worauf durch Nachlassen der Zugleinen die Zugkette mit dem Schnepper niederfällt, und letzterer wie bei der Kunstramme sich wieder einhakt.

Dieses Rammsystem zeichnet sich somit auch noch dadurch aus, dass der Pfahl während des Rammens sowohl durch das Gewicht des ganzen Apparates, als auch durch die Zugkraft der Arbeiter belastet wird. Trotz dieser Vorzüge hat aber die Wippramme keine verbreitete Anwendung gefunden, was wohl auf der Schwerfälligheit des Apparates und den verhältnismässig hohen Anschaffungskosten beruhen dürfte (DB. 1869, S. 633).

Kunstrammen mit Gangspill und mit Göpel.

Taf. 15, Fig. 41—41_a. Kunstramme mit Gangspill. Die Ramme selbst ist hier von gleicher Konstruktion wie eine gewöhnliche Kunstramme, wobei aber anstatt der gewöhnlichen Winde mit vorwärts- und rücklaufender Trommel ein Gangspill oder eine Erdwinde *W* mit auslösbarer Trommel zur Anwendung kommt. Das Rammtau ist von der Rammscheibe über eine am Fusse des Gerüstes angebrachte Rolle, zum Gangspill geführt. Letzteres besteht aus einer auf der vertikalen Welle lose laufenden Windetrommel *T* (Fig. 41_a), welche oben mit vorstehenden Daumen *z* versehen ist, während sich an der Achse ein Hebel *H* befindet, welcher beim Drehen der Achse gegen einen der Daumen stösst und so die Trommel mitnimmt. Wird aber der Hebel gegen die Welle gedrückt, so wird derselbe unten von Daumen losgerückt und die Trommel frei. Letzteres geschieht, wenn der emporgezogene Rammbär durch die Zugleine ausgerückt worden und niedergefallen ist, worauf der Schnepper unter Rücklaufen des Rammtaues nachkommt (S.).

" " Fig. 42—42_b. Kunstramme mit Göpel für Pferdebetrieb von Laferrère. Die Anordnung dieses Apparates ist ähnlich der vorigen, wobei aber als Göpelwelle die Achse eines Erdtransportwagens benutzt wird (Fig. 42_b), auf welcher eine hölzerne Seiltrommel *T* von 0,9 m Durchmesser und 0,6 m Höhe lose angebracht ist. Im unteren Boden dieser Trommel befinden sich mehrere Zapfen *b*, welche zwischen die Speichen des unteren Rades eingreifen, wodurch bei der Drehung der Welle die Trommel mitgenommen wird. Am oberen Ende dagegen hat die Trommel eine Muffe *a*, worin ein Hebel *H* (Fig. 42) sitzt, welcher durch einen in der Grube *G* stehenden Arbeiter gehoben, und dadurch die Trommel ausgerückt werden kann. Sobald also der emporgezogene Bär durch Ausrücken des Schneppers niedergefallen ist, wird behufs Rücklaufen des Rammtaues der Hebel *H* gehoben, wodurch die Trommel frei, und das Tau durch die Wirkung des Schnepper- und Fallblock-Gewichtes abgewickelt wird.

Dadurch, dass das Rammtau über eine längere Walze *R* und die drehbare Rolle am Fusse des Gerüstes geführt wird, können vom einem Standpunkt des Göpels aus mehrere Pfähle eingeschlagen werden (Kl.—Hdl.).

Digitized by Google

Kunstramme mit Wasserbetrieb.

Bei Rammungen am fliessenden Wasser kann die Winde einer gewöhnlichen Kunstramme mit einem Wasserrad in Verbindung gebracht und hierdurch das Aufziehen des Rammbären bewirkt werden. Für den Rückgang des Schneppers muss die Winde wie in den vorigen Fällen jedes Mal abgekuppelt werden.

Taf. 16, Fig. 1. Ramsauer's hydraulisches Schlagwerk, angewendet bei den Bauten der k. k. Salinenverwaltung in Ischl. Der Apparat wird von zwei Prahmen P_1 und P_2 getragen, auf denen ein Gerüst zur Aufnahme eines unterschlächtigen Wasserrades R nebst dem Rammgerüste und der Winde errichtet ist. Das Wasserrad setzt durch die Transmission *b a* die Seilwelle *a n* in Bewegung, wodurch das Rammtau S aufgewunden und der Rammbär d emporgezogen wird. Hierbei stösst der Hebel e des Schneppers gegen einen am hinteren Ende des Hebels i angebrachten Ausrücker, wodurch der Schnepper selbstwirkend ausgerückt wird und der Bär niederfällt. Durch die Spannung des Seiles S wird nach dem Auslösen des Bären der Hebel i in die Höhe geschnellt, wodurch ein straffes Seil *i g* aufwärts gezogen und durch den damit in Verbindung stehenden Winkelhebel *g l n* die Seilwelle *a n* vom Wasserrade losgekuppelt wird. Hierdurch ist wieder der Rücklauf des Rammtaues mit dem Schnepper durch das eigene Gewicht des letzteren ermöglicht. Mittels eines in der Figur nicht sichtbaren Handhebels wird dann durch einen Arbeiter die Seilwelle wieder in die Transmission eingerückt, wodurch der Bär wieder emporgezogen wird.

Die Treibkraft des Wasserrades kann dadurch geregelt werden, dass dasselbe mittels der Seile $0, 0_1\ 0_2$ auf der Welle m aufgehängt ist, und durch die mittels der Winde W und der Scheibe r bewirkte Drehung dieser Welle mehr oder weniger in das Wasser eingetaucht, oder aus demselben ganz herausgehoben werden kann. Die Geschwindigkeit der Seilwelle kann durch Anordnung der Transmission *a b* aus Rädern von verschiedenem Durchmesser geregelt werden. Durch einen eisernen Vorstecker kann das Wasserrad festgehalten werden (Rž.).

d. Dampframmen.

Man kann die Dampframmen in zwei Kathegorien einteilen, nämlich in Dampf-Kunstrammen, d. i. solche bei denen der Mechanismus mehr oder weniger mit demjenigen der gewöhnlichen Kunstramme übereinstimmt, wobei aber als treibende Kraft der Dampf verwendet wird, und in direkt wirkende Dampframmen, bei denen der Rammbär unmittelbar durch den Dampfdruck gehoben wird. Die direkt wirkenden Dampframmen geben zwar im allgemeinen die besten Leistungen, da aber dieselben die verhältnismässig grössten Anschaffungskosten bedingen, so sind sie nur für Arbeiten von grösserem Umfang angezeigt.

Dampf-Kunstrammen.

Hier wird der Rammbär entweder in gleicher Weise wie bei der gewöhnlichen Kunstramme mittels einer vorwärts- und rücklaufenden Zugkette, die von

Digitized by Google

einer Dampfwinde ausgeht, gehoben (Gewöhnliche Dampf-Kunstramme, oder Dampframme mit rücklaufender Kette), oder geschieht dies mittels einer stets in derselben Richtung laufenden Kette, wobei das Ankuppeln des Bären entweder von Hand geschieht (Dampframme mit endloser Kette, System Sissons & White), oder wobei dies selbsttätig bewirkt wird (System Eassie), oder steht die vor- und rückwärts laufende Kette unmittelbar mit der Kolbenstange eines Dampfzylinders in Verbindung (Dampframme ohne Winde). Anstatt der endlosen Kette wird auch ein endloses Drahtseil angewendet.

Taf. 16, Fig. 2. Gewöhnliche Dampfkunstramme oder Dampframme mit rücklaufender Kette, in der Ausführung von Menck und Hambrock in Altona-Hamburg. Hier hebt man mittels einer Dampfmaschine durch Windewerk und Kette den Bären, lässt ihn durch Ausrücken mittels der Zugleine *a* fallen, dann die Kette zurücklaufen und den Bären wieder fassen, worauf sich das Spiel wiederholt. Hierbei verwendet obige Firma eine stehende Dampfmaschine mit stehendem Siederkessel.

Die Winde ist mit der Dampfmaschine durch Klauenkupplung verbunden. Wird die Kupplung ausgelöst, so kann die Kette zurücklaufen, was durch eine Bandbremse mit Fusshebel nach Belieben verlangsamt oder ganz unterbrochen werden kann. Das lose Ende der Kette ist wie bei der gewöhnlichen Kunstramme mit Auslösehaken und Fallblock versehen. Zum Aufwinden des Pfahles wird dieselbe Kette benutzt, mit welcher der Bär gehoben wird.

Das in den Figuren angedeutete hölzerne Gerüst wird von der Firma als N:o 1 geliefert, und zwar als sog. Gradramme, d. h. nur zum Einschlagen vertikaler Pfähle, kann aber durch entsprechende Anordnung der hinteren Streben auch in eine Schrägramme umgeändert werden. Dieses Gerüst hat auch hier wie bei der gewöhnlichen Kunstramme dieser Firma (Taf. 15, Fig. 36 – 36_a) nur eine Läuferrute, an welcher vorne zwei ⊔ Eisen als Gleitschienen und zur Führung des zwischen denselben durch Haken eingreifenden Bären aufgebolzt sind (vergl. Taf. 15, Fig. 28).

Die nachfolgende Tabelle, entnommen einem Katalog der Firma vom Jahre 1893, enthält die näheren Angaben über die Leistungsfähigkeit und Kosten verschiedener Typen dieser Ramme. Dabei ist das eiserne Gerüst N:o 1 wie in Fig. 2, während No. 2 noch mit Diagonalen und Laufrädern versehen und No. 3 mittels einer doppelten Fussrahmens noch um eine vertikale Achse drehbar ist, so dass die Ramme an allen 4 Seiten des unteren Rahmens schlagen kann.

N:o des Modells	Pferdekraft der Dampfwinde und des Dampfkessels	Gewicht des Bären kg	Zahl der Schläge pro Minute bei 4 m Fallhöhe	Höhe bis Unterkante des hochgezogenen Bären m	Gewicht der ganzen Ramme ca. kg	Preis der kompleten Ramme ab Fabrik mit		
						Gerüst N:o 1 Mk.	Gerüst N:o 2 Mk.	Gerüst N:o 3 Mk.
2	2	600	$2^1/_2$	10	4000	3100	3250	3400
3	3	800	3	12	5000	3850	4050	4250
4	4	1000	3	13	7000	4650	4900	5150
5	5	1200	3	14	9000	5500	5800	6100
6	6	1400	3	15	11000	5600	6900	7200

Digitized by Google

Diese Ramme hat gegenüber der gewöhnlichen Kunstramme den Vorteil, dass sich durch die Verwendung des Dampfes rascher und billiger arbeitet. Dieselbe ist aber infolge der mit dem Rücklaufen der Kette verbundenen Kraft- und Zeitverluste weniger vorteilhaft als die folgenden Dampframmen. Nichts destoweniger hat aber dieses System, hauptsächlich wegen der kleineren Anschaffungskosten, die grösste Verbreitung.

Taf. 16, Fig. 3—4. Schematische Darstellung des Windewerkes bei einer gewöhnlichen Dampfkunstramme. *D* ist der Dampfzylinder (hier horizontal), von wo aus die Treibwelle mit dem Schwungrad *S* und dem Zahnrad *R* in Bewegung gesetzt wird. Letzteres greift in das Zahnrad R_1 der Winde ein, auf deren Welle die Kettentrommel *T* lose sitzt, und nur mitgenommen wird, wenn die am anderen Ende befindliche Kupplung eingerückt wird. Diese besteht aus einer mit Zähnen *z* (Klauen) versehenen Scheibe (Fig. 4), welche auf der an dieser Stelle viereckigen Welle lose aufsitzt, sodass sie mit der Welle die drehende Bewegung mitmacht, dabei aber auch längs der Welle verschiebbar ist. Die Verschiebung geschieht mittels des Hebels *H* (Fig. 3), welcher mit einem Ende in eine Rinne des Kupplungshalses eingreift. In gleicher Weise ist auch die Kettentrommel mit Zähnen z_1 (Fig. 4) versehen, zwischen denen diejenigen der vorgeschobenen Kupplung eingreifen und so die Trommel mitnehmen, wodurch der Bär in die Höhe gezogen wird. Das Niederfallen des Bären geschieht jedoch unabhängig hiervon durch Ausrücken des Hakens mittels Zugleine in früher geschilderter Weise. Zur Regelung der Bewegung der Trommel ist diese in Fig. 3 überdies mit einer Bandbremse versehen, welche durch den Tritthebel *B* gegen die Trommel angedrückt wird.

In Fig. 4 ist die Bremse mit der Kupplung in der Art vereinigt, dass an die Kupplungsscheibe eine zylindrische Trommel angeschraubt ist, in der sich ein Holzfutter *H* befindet, welches bei genügend weitem Öffnen der Kupplung hinten an einen seitlichen Flansch der Trommel angedrückt wird, und dadurch dieselbe bremst. Die Bewegung der Kupplung und der Bremse geschieht somit hier durch denselben Hebel (J.).

„ „ Fig. 5. Reibungskupplung bei der ähnlichen Graul'schen Ramme, mit gleichem Zweck wie die Klauenkupplung. Hierbei befindet sich auf der Treibwelle *b* das Zahnrad R_1, wodurch das auf der Trommelwelle sitzende Zahnrad *R* bewegt wird. Die Kettentrommel *T* sitzt auf der Welle *a* lose, und hat vorne an der Stirnseite eine Holzscheibe *H*, gegen welche durch horizontale Verschiebbarkeit der Welle *a* mit Hilfe eines am Ende derselben angebrachten Schrauben- und Hebelapparates die Zahnradscheibe *R* angepresst wird (J.).

„ „ Fig. 6, Reibungskupplung bei der Dampfkunstramme von Schwartzkopf. Bei diesem Apparat befinden sich auf einer Welle zwei lose Trommeln *T* und T_1, erstere zum Heben des Bären und letztere zum Aufziehen der Pfähle. Zwischen denselben befindet sich die mit einer Rinne versehene Betriebs-Scheibe, welche mittels eines Seiles durch eine Lokomobile in Bewegung gesetzt wird. Durch den in der Verlängerung der Trommelwelle angebrachten Schraubenapparat mit Handrad kann die Betriebs-Scheibe entweder gegen die Trommel *T* oder gegen die Trommel T_1 angedrückt werden, wobei dieselben infolge der entstehenden Reibung mitgenommen werden (Bh.—Hdl.).

„ „ Fig. 7. Dampfkunstramme als überhängende Schrägramme, verwendet zum Einschlagen schräger Pfähle beim Bau des Petroleumhafens in Hamburg (DB. 1884).

„ „ Fig. 8—8_3. Dampframme mit kontinuierlicher Kette von Sissons & White in Hull. Die Rammkette *K* ist hier eine endlose Gall'sche Ge-

Digitized by Google

lenkkette, welche über zwei am oberen und am unteren Ende der Läuferruten angebrachte Rollen und eine Daumenwelle *T* läuft, die durch eine Dampfmaschine *D* bewegt wird. Der Bär gleitet frei längs der Läuferruten, und wird von der Kette nur mitgenommen, wenn ein im Bären befindlicher Riegel oder Daumen so vorgeschoben wird, dass er zwischen die Kettenglieder eingreift, während er bei Auslösung des Riegels frei niederfällt. Damit die Kette beim Anschieben des Riegels nicht ausweiche, wird dieselbe von zwei Führungsarmen des Bären umfasst. Die Bewegung des Riegels geschieht mit Hilfe eines Hebels *H* und zweier an demselben angebrachten Leinen *a* und a_1. Statt der zum Auslösen angewendeten Leine *a* wird auch wie bei der gewöhnlichen Kunstramme ein an den Läuferruten angebrachter versetzbarer Aufstosser angewendet, gegen welchen der Auslösehebel stösst.

Zum Aufziehen der Pfähle dient eine besondere Kette k_1, welche durch eine besondere, von der Maschine bewegte Kettentrommel getrieben wird.

Fig. 8_a zeigt den Bewegungsmechanismus des Riegels, der hier in gewöhnlich üblicher Weise im Inneren des Bären angebracht ist. Sonst kann der Apparat auch in einem besonderen Gehäuse am oberen Ende des Bären befestigt sein. Das Auslösen des hier in die Kette *K* eingehobenen Riegels *R* geschieht mit Hilfe des Winkelhebels $H A B_1$ durch Anziehen der Leine *a*, während das Einschieben von Hand geschieht. Es ist aber besser zu letzterem Zwecke wie in Fig. 8 gleichfalls eine Leine anzuwenden, welche an einer Verlängerung des Hebelarmes *H A* nach entgegengesetzter Richtung angebracht wird. Statt des in den Riegel eingreifenden Hebelarms $A B_1$ ist auch eine Exzenterscheibe benutzt worden, welche in der einen viereckigen Rahmen bildenden Mitte des Riegels angebracht ist (HZ. 1866).

Taf. 16, Fig. 9—9_a. Dampframme mit kontinuierlicher Kette von Menck & Hambrock. Die allgemeine Anordnung ist hier die gleiche wie im vorigen Falle. Das Auslösen des Riegels geschieht auch hier durch die Leine *a*, oder geschieht dies selbsttätig durch Anstossen des Hebels gegen die in beliebiger Höhe angebrachte stellbare Klammer *K*. Das Windewerk ist mit Bandbremse mit Fusshebel versehen und mit der Dampfmaschine mittels Reibungskupplung (Friktionskupplung) verbunden, welche das Ein- und Ausrücken der Winde beim Laufen der Dampfmaschine gestattet, wodurch ein rasches Arbeiten mit der Winde beim Herbeiziehen und Aufwinden der Pfähle möglich ist.

Das hier dargestellte hölzerne Gerüst, steht auf gusseisernen Laufrädern mit Schienenkränzen, deren Achsen horizontal drehbar sind, so dass das Gerüst hierdurch und durch Verlegung der Schienen nach jeder Richtung hin gefahren werden kann. Es hat doppelte Fussrahmen, von denen der obere sich auf dem unteren um einen Mittelzapfen und Gleitschienen am Umfang drehen kann, so dass die Ramme an allen vier Seiten des unteren Rahmens (Wagens) schlagen kann. Die doppelten Läuferruten sind im Inneren mit ⊔ Eisen armiert. Das obere Gerüst ruht auf dem oberen Fussrahmen in Charnieren und kann zum Einrammen schräger Pfähle von der lotrechten Stellung in eine nach vorne geneigte, bis zu einer Neigung von 1 : 6, gebracht werden.

Aus der nachstehenden, dem vorgenannten Kataloge der Firma entnommenen Tabelle sind die Dimensionen und Preise der verschiedenen Typen dieser Ramme mit eisernen Gerüsten, zu ersehen.

Digitized by Google

N:o des Modells	Pferdekraft der Dampfwinde und des Dampfkessels	Gewicht des Bären kg	Zahl der Schläge pro Minute bei 1,5 m Fallhöhe	Gerüsthöhe bis Unterkante des hochgezogenen Bären m	Gewicht der ganzen Ramme ca. kg	Preis der kompleten Ramme ab Fabrik mit Gerüst N:o 1 Mk.	Gerüst N:o 2 Mk.	Gerüst N:o 3 Mk.
3	3	800	11	10	6800	4700	4900	5100
4	4	1000	11	11	8500	5600	5850	6100
5	5	1200	12	12	10000	6600	6900	7200
6	6	1400	12	13	11500	7850	8150	8450
8	8	1800	12	14	14000	9600	10000	10400

Dieses System hat sich überall vorzüglich bewährt, und eine verbreitete Anwendung gefunden. Es hat den Vorteil, dass dabei die Leit- und Kraftverluste des Rücklaufens der Kette vermieden sind und dass die Maschinenleistung bei kleiner und bei grosser Fallhöhe gleich gut ist, wodurch diese Ramme sowohl bei weichem als auch bei hartem Boden in der Lage ist mit gleich bleibender Leistung leichte und schwere Schläge zu geben. Das System ist daher in Fällen, wo man Rammen haben will, die für alle vorkommenden Bodenarten brauchbar sind, als das zweckmässigste zu empfehlen.

Taf. 16, Fig. 10—10$_a$. Dampframme mit kontinuierlicher Kette, System Eassie (der Firma W. Eassie & Co. in Gloucester), mit selbsttätigem Auslösen und Einhängen des Bären. Zu dem Behufe ist der Bär *B* (Fig. 10$_a$) in gleicher Weise geführt wie im vorigen Falle, hat aber statt eines horizontal verschiebbaren Riegels einen am oberen Ende angebrachten, um ein Gelenk drehbaren Haken *H*, der durch eine Spiralfeder *F* gegen die Kette *K* gedrückt wird. Die Kette läuft von der Rolle am Fusse der Läuferruten hinter den letzteren bis zum oberen Ende des Bären, und geht von hier über eine schiefe Ebene und die Rolle eines längs der Läuferruten gleitenden Rahmens *R* zur vorderen Seite der Läuferruten über.

Wenn dieser Rahmen bis auf den Bären niedergeschoben ist, befindet sich der Haken *H* in der Höhe der Rolle und wird durch die Wirkung der Feder *F* in die Kette eingehakt, infolge dessen die aufwärts gehende Kette den Bären nebst Rahmen mitnimmt. Zum Auslösen des Bären dient ein an den Läuferruten angebrachter, versetzbarer Aufstosser *L*, gegen welchen der Haken *H* stösst, wonach der Bär frei niederfällt. Unmittelbar darauf fällt der frei gewordene Rahmen *R*, die Kette vor sich schiebend, nach und bewirkt durch das Anstossen der Rolle gegen den Haken das selbsttätige Eingreifen des letzteren und ein erneuertes Emporziehen des Bären. Zur Milderung der Stösse beim Anheben des Bären geschieht die Aufhängung desselben am Haken durch Vermittlung von eingelegten Gummiringen.

Gegenüber dem vorigen hat dieses System zwar den Vorteil der Entbehrlichkeit des zum Aus- und Einhängen des Bären erforderlichen Arbeiters, sowie den Vorzug, dass der Bär im Schwerpunkte aufgehängt wird, wodurch seitliche Reibungen vermieden werden. Dagegen hat aber das System den Nachteil, dass durch die unvermeidlichen Stösse beim Anheben des Bären, sowie durch die Verschiebungen des Rahmens längs der Kette sowohl der Haken des Bären als auch Kette und Rahmen einer baldigen Zerstörung ausgesetzt sind. Es ist dies wohl auch der Grund, weshalb das System keine grössere Verbreitung gefunden hat (ÖZ. 1871, S. 12).

„ „ Fig. 11. Dampfkunstramme ohne Winde. Dieselbe besteht der Hauptsache nach aus einem horizontalen Dampfzylinder, dessen Kolbenstange mit einer Rolle *a* versehen ist, über welche das Rammtau gleitet, das einerseits über

Digitized by Google

eine Rolle am Fusse der Läuferruten und die am oberen Ende derselben befindliche Rammscheibe zu dem am Seilende aufgehängten Bär geführt ist, während das andere Ende über eine zweite Rolle am Fusse der Läuferruten zum Pfahlkopf läuft und an demselben befestigt ist. Durch Füllung des Dampfzylinders wird die Rolle a nach a_1 verschoben und dadurch der Bär um den doppelten Kolbenhub emporgezogen, während derselbe bei plötzlicher Entlassung des Dampfes auf den Pfahlkopf niederfällt. Das Einleiten des Dampfes geschieht durch den Steuerungshebel h, während das Auslassen desselben durch Anstossen des Kreuzkopfes an eine Knagge auf der Schieberstange erfolgt. Infolge der Befestigung des Rammtaues am Pfahlkopfe bleibt die Fallhöhe des Bären immer dieselbe, unabhängig vom Eindringen des Pfahles.

Da durch das Mitnehmen des Rammtaues beim Fallen des Bären und durch dessen Leitung über mehrere Rollen bedeutende Kraftverluste bedingt sind, hat dieses alte System trotz grosser Einfachheit keine grössere Anwendung gefunden.

Es wird aber gegenwärtig von der Düsseldorfer Baumaschinenfabrik Bünger & Leyrer eine sog. „Dampframme mit endlosem Drahtseil“ geliefert, die als eine verbesserte Anordnung dieses Systems betrachtet werden kann. Hierbei ist der Rammbär mittels Auslösevorrichtung wie bei den gewöhnlichen Kunstrammen an einem Drahtseil aufgehängt. Letzteres läuft von der Auslösevorrichtung über die obere Gerüstrolle nach unten über einige Führungsrollen und ist an dem Führungsklotz des Rammpfahles befestigt. Der Anzug des Drahtseiles erfolgt durch eine der Leitrollen, welche sich zwischen zwei Führungsschienen auf und ab bewegen kann. Beim Abwärtsbewegen der Rolle wird das Seil angezogen und der Bär hochgezogen. Sobald derselbe ausgelöst wird fällt er frei auf den Pfahl nieder, worauf die Leitrolle unmittelbar ihre Aufwärtsbewegung antritt, und das Drahtseil mit der Auslösevorrichtung nach unten geht und sich in den Bär einklinkt, der dann wieder von neuem hochgezogen werden kann. Die Auf- und Abwärtsbewegung der Leitrolle wird durch eine lange, rotierende Kurbel bewirkt, welche ihren Antrieb von einer Dampfmaschine erhält.

Diese Konstruktion soll gegenüber den Rammen mit endloser Kette den Vorzug haben, dass an Stelle der kostspieligen schnell verschleissenden Kette ein bedeutend billigeres und haltbareres Drahtseil benutzt wird. Ausserdem sollen diese Rammen viel ruhiger arbeiten als die Kettenrammen.

Die Firma liefert solche Rammen mit eisernem Gerüst von ca. 9,5 m Höhe bei einem Bärgewicht von ca. 500 und 1000 kg zum Preise von bezw. 6000 und 7500 Mk. und mit Holzgerüst, ausschliesslich Lieferung des letzteren, zum Preise von bezw. 4000 und 5000 Mk.

Direkt wirkende Dampframmen.

Bei den direkt wirkenden Dampframmen wird der Bär ohne Vermittlung eines Rammtaues oder einer Kette unmittelbar durch den Dampfdruck gehoben. Im übrigen haben diese Rammen die gleiche allgemeine Anordnung wie die Dampfkunstrammen, wobei ein am Fussrahmen des Gerüstes aufgestellter Dampfkessel zur Anwendung kommt, sowohl zur Entnahme des für den Betrieb des Bären nötigen Dampfes, als auch für den Betrieb eines Windewerkes zum Aufziehen der Pfähle und des Rammapparates beim jedesmaligen Einsetzen eines

Digitized by Google

neuen Pfahles. Die Zuleitung des Dampfes vom Dampfkessel zum Rammapparat geschieht mittels dampfdichter Gelenkröhren oder Gummischläuche.

Die eigentlichen Rammapparate der direkt wirkenden Dampframmen sind den Dampfhämmern nachgebildet, wobei entweder der massive Bär an der Kolbenstange eines vertikalen Dampfzylinders aufgehängt ist, deren Bewegungen er dann mitmacht und dabei auf den Pfahlkopf Schläge ausführt, oder stützt sich die Kolbenstange gegen den Pfahlkopf und der in Bewegung versetzte Dampfzylinder bildet dann selbst den Bären, indem er beim Niederfallen auf den Pfahlkopf die Stösse ausführt.

Die direkt wirkenden Dampframmen geben die besten Leistungen von allen Rammensystemen, nachdem sie aber durch die beschränkte Fallhöhe des Bären eine begrenzte Schlagkraft haben, und zu leichte Schläge den Pfahl nicht in den Boden eintreiben können, so ist es bei diesen Rammen notwendig, sich vorher zu vergewissern, dass der Bär für die in Aussicht genommene Arbeit schwer genug ist. Da ein zu grosses Gewicht des Bären niemals schadet, so ist es angezeigt dem berechneten Gewicht lieber noch einen Zuschlag zu geben. Ausserdem ist zu beachten, dass die Anwendung dieser Rammen wegen ihrer verhältnismässig hohen Anschaffungskosten nur bei Arbeiten von grösserem Umfang lohnend ist.

Taf. 16, Fig. 12—12_b. Nasmyth's direkt wirkende Dampframme. Diese bereits im Jahre 1844 konstruierte Ramme ist die älteste Dampframme dieser Art. Der Hauptsache nach besteht dieselbe aus dem über dem Pfahlkopf aufgehängten Dampfzylinder D, bei dem die Kolbenstange S nach unten austritt, und an ihrem unteren Ende den Rammbären B angehängt hat (Fig. 12_a). Letzterer wird in einem gusseisernen Gehäuse D_1 geführt, welches oben mit dem Dampfzylinder in Verbindung steht und unten auf dem Pfahlkopf aufsitzt.

Die Dampfzufuhr geschieht durch den am unteren Ende des Zylinders angedeuteten Schieberkasten. Wenn nun der Bär, wie in Fig. 12_a dargestellt, am Pfahlkopfe aufsitzt und der Schieber nach unten verschoben ist, so gelangt der Dampf unter den Kolben und hebt denselben nebst dem Bären so lange, bis der Kolben die am oberen Ende des Zylinders angebrachten Löcher überschreitet, infolge dessen der Dampf durch dieselben entweicht. Gleichzeitig wird unten die Dampfzufuhr dadurch abgesperrt, dass der Bär bei der Aufwärtsbewegung gegen den mit der Schieberstange in Verbindung stehenden Hebel H stösst und dadurch den Schieber nach aufwärts verschiebt, so dass die Dampfeinströmungsöffnung gedeckt und mit der äusseren Luft in Verbindung gebracht wird. Infolge dessen fällt der Bär augenblicklich auf den Pfahlkopf nieder, damit aber auch gleichzeitig der Schieber, was sofort einen neuen Hub zur Folge hat.

Zur Vermeidung von Stössen beim Anheben des Bären sitzt am unteren Ende der Kolbenstange ein kleiner Kolben, welcher sich in einem hermetisch geschlossenen, oben und unten mit Luft gefülltem zylindrischen Raum im Bären befindet, welche Luft ein elastisches Kissen (Luftbuffer) bildet. In gleicher Weise wirkt auch die im Dampfzylinder über den obgenannten Löchern befindliche Luft, welche ein Anstossen des Kolbens gegen den oberen Zylinderdeckel verhindert.

Digitized by Google

Die Zuleitung des dem Dampfkessel *A* (Fig. 12) entnommenen Dampfes geschieht mittels des Gelenkrohres *R*, dessen Zusammensetzung aus Fig. 12_b zu ersehen ist. Zum Aufziehen des Rammapparates bei Einstellung eines neuen Pfahles usw. wird die von einer besonderen Winde ausgehende Kette *K* verwendet. Eine zweite, von einer anderen Winde ausgehende Kette K_1 dient zum Aufziehen der Pfähle. Die Bewegung dieser Winden, sowie die Verschiebung des auf Laufrollen stehenden Gerüstes, geschieht mittels Dampfmaschine und Zahnradvorgelege.

Diese Ramme hat sich bei zahlreichen Anwendungen als ausserordentlich leistungsfähig erwiesen, kann aber wegen der hohen Anschaffungskosten nur bei sehr grossen Arbeiten in Frage kommen. So wurde z. B. bei den Hellingsbauten bei Kiel eine solche Ramme verwendet, welche 25 000 Mk. kostete. Das Gewicht des Bären betrug 1400 kg und wurden damit täglich $13^1/_2$ Rundpfähle 7,5 m tief, mit einem direkten Kostenaufwand von 0,32 Mk. f. d. l. m. Pfallänge eingerammt (HZ. 1876, S. 68). Ferner wurden in Wilhelmshaven mit dieser Ramme in den Jahren 1869—1873 1885 Stück Rundpfähle von 10 m Länge geschlagen, und betrugen die Kosten einschliesslich Abnützung und Amortisation 0,51 Mk. f. d. l. m. Pfahl (DB. 1875, S. 435).

Eine ähnliche Konstruktion hat auch die direkt wirkende Dampframme von Schwartzkopf, wobei nach dem Prinzip der Daelen'schen Dampfhämmer der zum Heben des Kolbens benutzte Unterdampf vor dem Abblasen noch als Oberdampf auf den Kolben wirkt, wodurch die Stosswirkung des Bären erhöht wird.

Taf. 16, Fig. 13—13_d. Lacour's direkt wirkende Dampframme. Bei diesem System bildet der Bär *B* selbst (Fig. 13) den Dampfzylinder, welcher sich längs der am Pfahlkopf aufsitzenden Kolbenstange *S* in der Weise auf und nieder bewegt, dass er bei Einleitung von Dampf in den Raum über dem Kolben gehoben wird, und beim Auslassen des Dampfes auf den Pfahlkopf niederfällt.

Die Zuleitung des Dampfes geschieht mittels eines Gummischlauches durch einen mittels Zugleine beweglichen Dreiwegehahn, wie dies aus Fig. 13_b und 13_c zu ersehen ist. Bei der in Fig. 13_b ersichtlichen Stellung des Hahns ist die Verbindung zwischen Zuleitungsschlauch und dem Inneren des Dampfzylinders hergestellt, während bei der um 90 Grade gedrehten Stellung in Fig. 13_c diese Verbindung unterbrochen und jene zwischen dem Zylinder und der äusseren Luft hergestellt ist. Zu dem Behufe ist der Hahn an der Aussenseite wie bei Fig. 8 & 9 mit Hebelarmen versehen, an deren Enden die Zugleinen befestigt sind. Anstatt der einen Zugleine kann auch eine Feder zur Anwendung kommen. Es können auf diese Weise bis zu 45 Schlägen in der Minute ausgeführt werden.

Von den beiden am unteren Ende des Bären befindlichen Löchern *m* und *n* (Fig. 13) dient ersteres zum Entweichen des Dampfes zu Ende des Hubes, während letzteres für die Ableitung des Kondensationswassers dient. Das Loch *m* dient zugleich zur Begrenzung des Hubes, damit bei etwa versäumter Drehung des Hahns der Dampf auf diesem Wege entweicht, und der Kolben nicht gegen den Boden des Zylinders stösst. Beide Löcher vermitteln zugleich den Ein- und Austritt der Luft. Die Führung des Bären längs den Läuferruten wird durch die Arme *g* (Fig. 13_a) erreicht. Die Ohren *o* (Fig. 13) dienen zum Aufhängen des Bären wenn derselbe emporgezogen werden soll, was mittels Dampfwinde geschieht. Die Klemmschraube *f* dient zum Festhalten der Kolbenstange während des Transports und beim Aufwinden des Bären um ein Herausgleiten derselben zu verhindern. Fig. 13_d zeigt die allgemeine Anordnung dieser Ramme in der Ausführung der Firma Bünger & Leyrer in Düsseldorf.

Digitized by Google

Diese bereits auf der Weltausstellung in Paris im Jahre 1878 prämierte Ramme zeichnet sich durch grosse Einfachheit aus, hat aber den Übelstand, dass der Dampfzuleitungsschlauch alle Bewegungen des Rammbären mitmacht, und dadurch bald zerstört wird. Auch kann das längs der Kolbenstange auf den Pfahlkopf rinnende Kondensationswasser denselben so erweichen, dass dadurch die Wirkung des Schlages wesentlich vermindert wird. Das System hat aber infolge seiner Einfachheit dennoch eine sehr ausgedehnte Anwendung gefunden. In Deutschland wird diese Ramme ausser von obgenannter Firma auch von Menck & Hambrock in Altona-Hamburg, u. zw. zu folgenden Preisen geliefert (Preisliste vom Jahre 1893):

N:o des Modells	Pferdekr. des Dampfkessels	Pferdekr. der Dampfwinde	Gewicht des Bären kg	Hubhöhe des Bären mm	Gerüsthöhe bis Unterkante des hochgezogenen Bären m	Gewicht der ganzen Ramme ca. kg	Preis der kompleten Ramme ab Fabrik mit Gerüst N:o 1 Mk.	Gerüst N:o 2 Mk.	Gerüst N:o 3. Mk.
3	3	2	450	900	9	5000	4050	4250	4450
4	4	3	600	1100	10	6500	5050	5250	5450
6	6	4	750	1400	11	8600	6400	6700	7000
8	8	4	900	1500	12	10300	7600	8000	8400
10	10	5	1050	1700	13	12200	9150	9600	10050
12	12	6	1200	1800	14	14000	11000	11500	12000

Taf. 16, Fig. 14—14_b. Direkt wirkende Dampframme von Menck & Hambrock. Dieses System beruht auf dem Prinzipe des Dampfhammers von Condiè und unterscheidet sich von dem vorigen dadurch, dass hier die Kolbenstange *S* am oberen Ende des als Rammbär dienenden Dampfzylinders *B* austritt und sich dann indirekt auf den Pfalkopf stützt. Dies geschieht in der Weise, dass die Kolbenstange mit ihrem oberen Ende an einer Konsole *C* hängt, welche mit einem zwischen den Läuferruten gleitenden Ständer *D* aus ⊢ Eisen in Verbindung steht, und mittels eines Fusstückes F am Pfahlkopfe *P* aufsitzt. Die Zuleitung des Dampfes geschieht durch die hohle Kolbenstange, an deren oberem Ende sich in gleicher Weise wie bei der Lacour'schen Ramme ein Dreiwegehahn *H* befindet, dem der Dampf bei *E* zugeführt wird. Auf diese Weise sind hier die obgenannten Übelstände der Lacour'schen Ramme vermieden, indem der Schlauch die stossenden Bewegungen des Bären nicht mitgemacht und nur der sinkenden Bewegung des Pfahles mitzufolgen hat, und bei dem Austreten der Kolbenstange am oberen Zylinderende ein Niederrinnen des Kondensationswassers auf den Pfahlkopf vermieden ist. Dem gegenüber hat aber dieser Apparat den Nachteil grösserer Kompliziertheit und öfterer Reparaturbedürftigkeit.

Die Löcher *m* und *n* am unteren Ende des Bären haben hier den gleichen Zweck wie bei der Lacour'schen Ramme. Die Führung des Bären geschieht mittelst der Arme *G*, und das Hochziehen desselben durch eine an der Konsole *c* angreifende Kette. Die Zahl der Schläge beträgt zwischen 30 und 40 in der Minute.

Auf der Weltausstellung in Antwerpen (1885) war dieses System als Figée's direkt wirkende Dampframme vertreten, angeblich patentiert der Firma Figèe in Haarlem, während in Deutschland die erste Einführung des Systems der Firma Menck & Hambrock zugeschrieben und dasselbe auch nach dieser Firma benannt wird.

Fig. 14_a zeigt diese Ramme in der ursprünglichen Anordnung von Menck & Hambrock, wobei das Dampfzuleitungsrohr im oberen Teil aus einem

Digitized by Google

Gummischlauch *S* bestand. Später kam statt dessen ein zwischen den Läuferruten stehendes Teleskoprohr zur Anwendung. Fig. 14_b zeigt eine solche Ramme mit eisernem Gerüst N:o 2.

Die Firma lieferte im Jahre 1893 diese Rammen einschliesslich eisernem Gerüst zu folgenden Preisen:

N:o des Modells	Pferdekr. des Dampfkessels	Pferdekr. der Dampfwinde	Gewicht des Bären kg	Hubhöhe des Bären mm	Gerüsthöhe bis Unterkante des hochgezogenen Bären m	Gewicht der ganzen Ramme kg	Preis der kompleten Ramme ab Fabrik mit Gerüst N:o 1 Mk.	Gerüst N:o 2 Mk.	Gerüst N:o 3 Mk.
3	3	2	550	900	7	5500	4600	4800	5000
4	4	3	700	1100	8	7000	5700	5900	6100
6	6	4	850	1400	9	9000	7100	7400	7700
8	8	4	1000	1700	10	11000	8200	8600	9000
10	10	5	1200	1800	11	13000	9850	10300	10750
12	12	6	1400	1850	12	15000	11600	12100	12600
16	16	8	1600	2200	13	19000	14200	14800	15400
20	20	8	1800	2450	14	23000	16300	17000	17700
25	25	10	2000	2750	15	28000	19200	20000	20800

Den in Fig. 14_b ersichtlichen, auf einem Gleis laufenden Unterwagen, der für die Gründung langer Mauern zweckmässig ist, liefert die Firma bei 7 m Wagenlänge in drei Modellen, bei einem Gewicht von 3000, 3500 und 4000 kg, zum Preise von bezw. 1250, 1450 und 1650 Mk.

Taf. 16, Fig. 15. Direkt wirkende Doppeldampframme von Menck & Hambrock, anzuwenden bei der Ausführung von parallelen Spundwänden für Kanalisations-Arbeiten usw. Das die Baugrube überspannende Gerüst besteht aus einem auf Schienen laufenden Unterwagen und zwei Querwagen, welche so eingestellt werden können, dass gleichzeitig an beiden Seiten der Baugrube gerammt werden kann.

Der Preis einer solchen kompleten Ramme mit Gerüst, 2 Stück direkt wirkenden Rammbären von je 600 kg Gewicht, mit 4 pferd. Dampfkessel und 3 pferd. Dampfwinde, beträgt 7400 Mk. Bei der Anwendung von Lacour'schen Rammbären kostet die gleiche Einrichtung 6800 Mk.

„ „ Fig. 16. Direkt wirkende Dampframme als Schrägramme von Menck & Hambrock, verwendet bei der Gründung der neuen Kaimauern im Hafen von Bremen. Ebendaselbst sind auch solche Schrägrammen mit 3 parallelen, in entsprechender Entfernung schräg hinter einander gelegenen Läuferruten, jede mit ihrem besonderen Bären benutzt worden (HZ. 1889, Bl. 10).

„ „ Fig. 17. Doppelt wirkende Dampframme der Southgate Engineering Company. Diese Ramme ist in ihrer allgemeinen Anordnung und Wirkungsweise der Menck & Hambrock'schen direkt wirkenden Ramme ähnlich, unterscheidet sich aber von derselben wesentlich dadurch, dass hier zwei neben einander stehende hohle Kolbenstangen *E* und *F* vorhanden sind, von denen erstere wie im früheren Falle mit dem Raume über dem Kolben, letztere aber mit demjenigen unter demselben, im Inneren des Bären *A* kommuniziert. Dabei ist die Anordnung getroffen, dass beim Austritt des Dampfes aus der Kolbenstange *E* und dem darauf folgenden Niederfallen des Bären durch die andere Kolbenstange über den Kolben Dampf eintritt, wodurch die Wirkung des Schlages erhöht wird. Dies wird durch Drehung eines und desselben Dampfverteilungshahnes *K* erreicht. Ausser der Verstärkung des Schlages wird hierdurch

Digitized by Google

auch der Vorteil erreicht, dass sich im Dampfzylinder kein Kondensationswasser bildet.

Der Apparat ist hier mittels der zwei Säulen *B* am Pfahlkopf angeschraubt, während die Führung des Bären längs der Läuferruten wie im früheren Falle durch die Arme *F* geschieht. Der Steuerhahn *K* ist so eingerichtet, dass der Dampf auch beständig von der Kolbenstange *E* abgeschlossen gehalten werden kann, sodass der Bär dann einfachwirkend ist (Engg. 1888, II. S. 59).

e. Elektrische Rammen.

Wenn umfangreichere Rammarbeiten an Stellen auszuführen sind, wo elektromotorische Kraft zu billigem Preise erhältlich ist, so kann es vorteilhaft sein den Rammenbetrieb elektrisch einzurichten. Dies ist bisher oft in der Art geschehen, dass bei Kunstrammen für den Betrieb der Winde anstatt Menschen- oder Dampfkraft ein Elektromotor zur Anwendung kam. Es kann sich also diese Betriebsart überall dort lohnen, wo für den Motor die elektrische Kraft irgend einer in kleinerer Entfernung befindlichen Kraftleitung (für industrielle Anlagen, städtische Zwecke usw.) entnommen werden kann.

f. Atmosphärische und pneumatische Rammen.

Bei diesen Rammen wird als treibende Kraft entweder die atmospärische, oder komprimierte Luft verwendet.

Taf. 17, Fig. 1. Atmosphärische Ramme von Clark & Varley. Der Apparat hat die gleiche prinzipielle Anordnung wie die Dampframme ohne Winde (Taf. 16, Fig. 11), wobei jedoch anstatt des Dampfdruckes derjenige der atmosphärischen Luft zur Anwendung kommt. Hierbei wird ein oben offener und unten mit Boden versehener vertikaler eiserner Zylinder verwendet, worin sich ein luftdicht eingepasster Kolben *K* bewegt. Das untere Ende dieses Zylinders steht durch eine Rohrleitung mit einer Luftpumpe in Verbindung, und kann durch einen Dreiwegehahn *H* diese Verbindung entweder geöffnet oder unterbrochen werden, nebstdem im letzteren Falle gleichzeitig der Zylinder mit der äusseren Luft in Verbindung gesetzt wird. Der Bär hängt an einer Kette, welche über je eine am oberen und am unteren Ende der Läuferruten befindliche Rolle zum Pfahlkopfe geführt, und an diesem befestigt ist. Die obere dieser zwei Rollen hängt wieder an einer Kette, welche über die am oberen Ende des Gerüstes befindliche Rammscheibe zur Kolbenstange niedergeführt und an dieser befestigt ist.

Wird nun der Zylinder mit der Luftpumpe in Verbindung gesetzt, so sinkt der Kolben infolge des Aussaugens der Luft, und wird dadurch der Rammbär gehoben, während beim Einlassen der Luft der Kolben in die Höhe schnellt, und der Bär auf den Pfahlkopf niederfällt. Die Fallhöhe des Bären ist gleich dem doppelten Kolbenhube und verändert sich durch das Sinken des Pfahles nicht.

Das System ist beispielsweise beim Baue des Katharinen Docks in London zur Anwendung gekommen und soll sich dort gut bewährt haben, hat aber dann weiter keine umfangreichere Verwendung gefunden. Das gleiche ist auch der Fall mit der nach dem Principe der pneumatischen Hämmer konstruierten, mit komprimierter Luft betriebenen pneumatischen Ramme (Bck.).

Digitized by Google

g. Die Pulverramme.

Bei der Pulverramme wird zum Heben des Bären die Explosionskraft des Schiesspulvers benutzt. Dieselbe wurde vom Amerikaner Shaw in den sechziger Jahren erfunden und hat nach der Ausführung der „American Dredging Company" in Philadelphia (1876) folgende Anordnung:

Taf. 17, Fig. 2—3. Pulverramme von Shaw. Auf dem Pfahlende sitzt ein gusseisernes Kopfstück A (Fig. 2_a & 2_b), welches oben mit einer Ausbohrung von 0,11 m Weite und 0,5 m Tiefe versehen ist und so einen Mörser bildet, in welchen der am unteren Ende des Rammbären B befestigte Stempel k eintreten kann. Wird daher bei hochgezogenem Bären in diesen Mörser eine Schiesspulver-Patrone P eingeworfen, und der Bär niederfallen gelassen, so wird bei dem auf den Pfahlkopf ausgeführten Schlage auch die Patrone zur Explosion gebracht, und dadurch der Bär wieder in die Höhe geschleudert.

Kopfstück und Bär werden längs der aus ⊔ Eisen bestehenden Läuferruten, durch Umfassen ihrer Flanschen mittels Klemmplatten, (Fig. 2_c & 2_e) geführt. Am oberen Ende der Läuferruten wird der Bär federnd aufgefangen, was in der Art geschieht, dass derselbe in gleicher Weise wie der Mörser mit einer Ausbohrung D versehen ist (Fig. 2_b), in welche ein am oberen Ende der Läuferruten angebrachter Stempel e genau passt, sodass beim Anstossen des Bären gegen denselben die in der Ausbohrung eingeschlossene Luft als Prellfeder (Luftkissen) wirkt.

Zum Festhalten des Bären in der Höhe wird die in die Fig. 2, 2_d & 2_e ersichtliche Bremsvorrichtung angewendet. Dieselbe besteht in einer T-förmigen Druckschiene J (Fig. 2_d), welche längs der Rückseite der Läuferruten-Flansche läuft, und durch eine Anzahl von Gelenkarmen mit dem Steg der Läuferrute in Verbindung steht. Das untere Gelenk bildet einen Winkelhebel F, welcher durch die Zugstange S mit dem in Fig. 2 ersichtlichen Hebel mit Handhabe H in Verbindung steht, sodass durch Bewegung dieser Handhabe die Druckschiene J entweder an die Läuferrute angedrückt oder von derselben entfernt wird. Im ersteren Falle werden die Klemmplatten des Bären festgehalten, was während des Emporfliegens desselben in beliebiger Höhe geschehen kann.

Fig. 3 zeigt die Anordnung einer anderen Fangvorrichtung, wobei an einer der Läuferruten eine Zahnstange z befestigt ist, in welche eine am Bären angebrachte und durch eine Feder angedrückte Sperrklinke einspringt, wodurch der Bär bei der jedesmal erreichten Höhe stehen bleibt und erst dann niederfällt, wenn er mittels einer Zugleine c ausgelöst wird (DB. 1875, 1877—Engg. 1869, 1876, 1877, I. S. 433).

Die Pulverramme ist früher mehrfach mit gutem Erfolg angewendet worden. So soll bei den Hafenbauten in Wilhelmshaven das Einrammen eines Pfahles mittels Pulverramme 6,70 Mk. und bei Anwendung der Dampframme 7,50 Mk. gekostet haben (Rh.). Prindle und Turpin, welche mit der Pulverramme ausgedehnte Versuche angestellt haben, fanden die Leistung derselben 4 bis 8 mal so gross wie jene der gewöhnlichen Kunstramme (Rz).

Gegenwärtig ist aber das System nicht mehr gebräuchlich. Wegen der störenden Wirkung des starken Knallens ist es namentlich an bewohnten Stellen nicht zu empfehlen.

h. Vergleich der Leistungsfähigkeit der Rammen.

Die Wahl der Ramme ist hauptsächlich von der Beschaffenheit des Bodens, den Dimensionen und der gegenseitigen Entfernung der

Digitized by Google

Pfähle, von dem Umfange der Arbeit, der für die Ausführung verfügbaren Zeit, sowie von der nachträglichen Anwendbarkeit der Apparate abhängig. Man wird daher gegebenen Falles zu untersuchen haben, bei welcher Ramme die Kosten für die gesamten einzutreibenden Pfähle, nebst dem Unterschied zwischen dem Anschaffungspreis, und dem Werte der Apparate nach vollbrachter Arbeit am kleinsten sind.

Hierbei ist zu beachten, dass bei gewissen festgelagerten Bodenarten schnell arbeitende Rammen nicht vorteilhaft sind, weil sie dem Boden zum Ausweichen keine Zeit lassen, und infolge dessen Veranlassung zur Zersplitterung der Pfähle geben. Diese Erfahrung wurde namentlich bei Spundwänden gemacht, welche in festgelagerten Sandboden eingetrieben wurden.

Die nachfolgende Tabelle, aufgestellt von Franzius aufgrund von praktischen Erfahrungen, gibt einigen Anhalt für die Beurteilung des Betriebes und der Leistungsfähigkeit einiger der gebräuchlichsten Rammen, bei Sandboden und 12 stündiger Arbeitszeit (Bh.).

Art der Ramme	Schläge pro Minute	Bärgewicht kg	Hubhöhe m	Zahl der Arbeiter	Eingedrungene Pfahllänge pro Tag m	Anschaffungskosten Mk.
Zugramme	30	500	1,2 – 1,5	30	10 – 15	600
Gewöhnl. Kunstramme . .	10,5 – 1	600 – 800	2 – 6	5	9 – 10	900
Dampfkunstramme	3 – 6	750 – 800	2 – 6	3	35 – 40	3600
Sissons & White's Ramme .	9 – 10	1000	2 – 3	4	25 – 40	6000
Nasmyth's Ramme	75 – 100	2500	0,75 – 1	5	80 – 110	27000

Bei den Regulierungsarbeiten der Düna, wo 12000 Pfähle eingeschlagen wurden, verhielten sich die Leistungen der Handramme, Kunstramme und Dampframme wie 1 : 3 : 28, und betrugen die Kosten pro Pfahl bezw. 9,4, 4,5 und 0,68 Mk. (Rž.). Im allgemeinen kann angenommen werden, dass die Dampframme wenigstens 3—4 mal billiger als die Kunstramme und wenigstens 5—7 mal billiger als die Zugrammen arbeitet (Rh.).

Was speziell die Leistungsfähigkeit der verschiedenen Dampframmen betrifft, so erhält man für die drei hauptsächlich gebräuchlichen Systeme der Dampfkunstramme, Dampframme mit endloser Kette, und direkt wirkenden Dampframme, wie solche z. B. von Menck & Hambrock geliefert werden, leicht einen Vergleich ihres Arbeitseffektes aus den drei bezüglichen Tabellen auf Seite 145, 148 & 153, wenn der gleiche Dampfkessel und die gleiche Maschine vorausgesetzt werden. Man erhält dann z. B. für 4 Pferdekräfte, bei der:

Digitized by Google

Dampfkunstramme . .	3 Schläge	× 4 m Fallhöhe	× 1000 kg Bärgew.	= 12000 m kg	
Dampframme mit endloser Kette . .	11 „	× 1,5 m „	× 1000 kg „	= 16500 „ „	
Direkt wirk. Dampframme	30 „	× 1,1 m „	× 700 kg „	= 23100 „ „	

Hiernach verhält sich der Arbeitseffekt dieser drei Systeme wie 12000 : 16500 : 23100, also ungefähr wie 3 : 4 : 6.

2. Eintreiben der Pfähle mittels Dynamit.

Zum Eintreiben der Pfähle ist versuchsweise auch Dynamit angewendet worden. So sollen derartige Versuche am Genfer See erwiesen haben, dass zum Eintreiben einzelner Pfähle auf geringere Tiefe die Anwendung von Dynamit in anbetracht der Entbehrlichkeit von Rüstungen und Rammapparaten zweckmässig sein kann. Hierbei wurde eine gusseiserne Platte auf den Pfahlkopf gelegt, und darauf eine Dynamitpatrone zur Explosion gebracht („Die Eisenbahn“ 1878 —Hdl.).

In gleicher Weise wurden später von Prodanovič mittels Dynamit Versuche zur Prüfung der Tragfähigkeit von Pfählen angestellt, wobei eine gusseiserne Platte von 380 mm Breite und 110 mm Dicke auf den Pfahlkopf gelegt, und darauf eine mit Lehm überdeckte Dynamitpatrone entzündet wurde. Dabei ergab sich, dass jenes Verfahren geringere Kosten und Zeitverbrauch bedingt haben soll als die Kunstrammen. Mit einer Ladung von 0,5 kg Dynamit wurde die gleiche Wirkung erreicht wie durch 5 Schläge mit einem Rammbär von 750 kg Gewicht, bei 3 m Fallhöhe (ÖW. 1882, S. 262).

Indirekt kann das Dynamit zum Eintreiben der Pfähle in der Art zur Anwendung kommen, dass durch dasselbe Hindernisse im Boden mittels Sprengung beseitigt werden. Ein Beispiel dieser Art ist das folgende:

Taf. 17, Fig. 4. Beseitigung von Steinen beim Eintreiben von Spundwänden bei der neuen Stadtschleuse in Bromberg. Dabei wurde an eine Latte eine 300 Gramm schwere Dynamitpatrone gebunden, mit Hilfe eines Spülrohres bis auf die Oberfläche des Steines niedergeführt, und mittels Bickford-Schnur, später mit elektrischer Zündung, abgeschossen. Das Auffinden solcher Steine geschah in vorhinein mittels eines Pfahles in Form eines I Eisens von 200 mm Profilhöhe und 8 m Länge, welcher durch Spülung in Abständen von je 0,5 abgesenkt wurde (ZfB. 1889, S. 512).

3. Eintreiben von Pfählen mittels Wasserspülung.

Dieses Verfahren kann bei loseren Bodenarten, namentlich bei Schlamm-, Sand- und Kiesboden, aber auch bei leichterem Lehmboden oft mit Vorteil

Digitized by Google

angewendet werden und besteht darin, dass man mit dem Pfahl eine oder zwei eiserne Zuleitungsröhren in den Boden folgen lässt, in welche Druckwasser eingepresst wird. Dadurch wird der Boden unter dem Pfahle und um denselben herum ausgewaschen, und der Widerstand gegen das Eindringen soweit vermindert, dass der Pfahl schon unter der Wirkung des Eigengewichtes, oder mit Hilfe von verhältnismässig schwachen Rammenschlägen in den Boden eindringt. Dafür kann in vielen Fällen schon Wasserleitungswasser von $^1/_2$ Atm. Druck genügen. Sonst wird das Druckwasser durch Handpumpen, Feuerspritzen oder durch Dampfpumpen beschafft *).

Das Verfahren lässt sich in gleicher Weise sowohl bei hölzernen Pfählen und Bohlen als auch bei solchen aus Eisen und aus Beton anwenden, und kann sowohl mit Rücksicht auf Kostenersparnis als auch an Stellen in Frage kommen, wo die durch das Rammen verursachten Erschütterungen unzulässig sind.

Der nähere Vorgang bei der Anwendung des Verfahrens möge durch folgende Beispiele erläutert werden:

Taf. 17, Fig. 5. Einspülen von Spitzpfählen beim Bau einer hölzerner Jochbrücke über die Spree, im Zuge der Stromstrasse in Berlin. Der Grund bestand aus Sand, welcher oben fein und mit zunehmender Tiefe gröber war. Für die Zuleitung des Druckwassers wurde ein Gasrohr *R* von 50 mm Weite benutzt, welches an der Mündung entsprechend der Form der Pfahlspitze etwas abgebogen, aber nicht verengt war. Die Pfähle wurden an einem Rammgerüste versenkt, welches bei den Jochen im Flussbette auf einem aus Balken zusammengesetzten Flosse aufgestellt war. Gleich nach Einführung des Druckwassers begann der Pfahl zu sinken, verschiedene Male bis zu 6,2 m Tiefe in $3^1/_2$ Minuten, ohne irgend welche Belastung als das Eingewicht des Pfahles. Dabei wurden ungef. 0,9 cbm Wasser in der Minute verbraucht. Dasselbe wurde mittels Pumpe eingepresst, und hatte schon bei $^1/_2$ Atm. Druck eine recht günstige Wirkung. Es ergab sich, dass ein Aufquellen des Wassers an den Seiten des Pfahles notwendig ist, um das Verfahren wirksam zu machen, und dass ein Verstopfen des Rohres eintrat, wenn die Wasserzuführung aufhörte. Da es sich zur Beförderung des Einsinkens als vorteilhaft erwiesen hatte, den Pfahl dauernd in Bewegung zu erhalten, so wurde derselbe mittels einer langen Zange, deren Spitzen sich ins Holz eindrückten, fortwährend hin und her gedreht. Nach der Spülung erhielt jeder Pfahl zur Befestigung einige Schläge mit einem Rammbären. Die Kosten betrugen auf dem Lande 1,9 bis 2,7 Mk. und am Wasser 4,9 bis 6,1 Mk. pro l. m Pfahllänge. Durch Versuche wurde festgestellt, dass das Eintreiben jener Pfähle nur durch Rammung $3^1/_2$ mal soviel kostete als mittels Spülung (HZ. 1879—CBl. 1889, S. 366).

„ „ Fig. 6. Eintreiben von Pfählen mittels Wasserspülung bei der Gründung des Gerichtsgebäudes in Braunschweig. Das Verfahren kam hier zur Anwendung, nachdem ein grosser Teil der Pfähle wegen der benachbarten Gebäude nicht mittels Ramme eingetrieben werden konnte. Hierbei wurden zu beiden Seiten des Pfahles 5 cm weite Druckrohre, die wie im frühren Falle nach der Spitze des Pfahles zu gebogen waren, mittels leichter Krampen be-

*) Bei den Hafenanlagen von Calais wurden Spundwände von 8 cm Stärke, 2,5 m tief durch Spülung eingetrieben, wobei sich Garten- und Feuerspritzen mit Handbetrieb als ausreichend erwiesen haben (CBl. 1883, S. 7).

Digitized by Google

festigt. Oben waren dieselben durch Gummi-Spiralschläuche mit der städtischen Wasserleitung verbunden, deren Druck höchstens 4 Atm., meistens aber viel weniger betrug. Die Pfähle wurden, sobald sie zu schwimmen anfingen durch Auflegen von Gewichten *G* belastet. Es zeigte sich auch hier, dass eine leichte drehende Bewegung des Pfahles das Einsenken beförderte.

Die 6 m langen, 30 cm starken Pfähle wurden bis auf 5 m Tiefe eingespült und dann noch 1 m tief mit einem Rammbären von 700 kg eingetrieben. Von den 263 eingespülten Pfählen brauchte ein jeder durchschnittlich 10 Minuten, bis er auf die Tiefe von 5 m eingesunken war. Die geringste Zeit betrug 2 und die längste 30 Minuten. Die Kosten betrugen ohne Ankauf, Entrinden und Zurichten im Durchschnitt 7,50 Mk. pro Pfahl, während sich dieselben beim Eintreiben nur mittels Kunstramme auf 8,665 Mk. und mittels Dampframme auf 6,65 Mk. pro Pfahl beliefen (CBl. 1882, S. 467—EB. 1882, S. 225).

Taf. 17, Fig. 7—7_a. Eintreiben von Spundbohlen mittels Wasserspülung und Zugramme beim Bau einer Brücke über die Wümme bei Borgfeld unweit Bremen. Der Baugrund bestand teils aus feinkörnigem, teils aus steinigem Kies. Das Zuleitungsrohr war ein Gasrohr von 70 mm lichter Weite, welches unten auf 15 mm verjüngt war, und seitlich 10 und 18 mm grosse Löcher hatte (Fig. 7_a). Auf das obere Ende des Rohres wurde ein Bogenstück angeschraubt und dieses durch einen Gummischlauch mit der Pumpe verbunden. Letztere war eine Kreiselpumpe, welche durch eine 10-pferdige Lokomobile bewegt wurde. Die gleichzeitig angewendete Zugramme (Fig. 7_a) hatte ein Bärgewicht von 150 kg und wurde durch 9 Mann bedient. Man spülte die Leitpfähle auf ca. 2 m Tiefe ein, und liess die übrige Pfahllänge von 2,6 m über dem Terrain vorstehen. Am oberen Ende sowie auf Terrainhöhe wurden Zangen befestigt, und die Bohlen einzeln zwischen denselben eingespült, wobei behufs Führung eine Kette und Keile verwendet wurden (Fig. 7). Das Spülrohr wurde an der Fuge zwischen der bereits eingespülten und der einzuspülenden Bohle niedergeführt.

Gewöhnlich konnte eine Bohle unter Mitwirkung der Zugramme in 20 Minuten auf 4,5 m Tiefe eingespült werden, während die kürzeste Zeit, in welcher eine Bohle mit einer Ramme nach Sisson's & White's System mit 1050 kg Bärgewicht eingetrieben werden konnte, 52 Minuten betrug. Die Kosten des Einspülens betrugen durchschnittlich 2,73 Mk. und beim blossen Einrammen 3,2 Mk. pro qm Spundwand (DB. 1882).

„ „ Fig. 8—8_a. Eintreiben von Spundpfählen beim Bau der neuen Stadtschleuse in Bromberg. Hierbei wurde je ein mit mehreren Krammen verbundenes Pfahlpaar in der Mitte beider Flachseiten mit je einem 50 mm weiten Gasrohr R und R_1 ausgerüstet, welches oben durch eine angeschraubte starke Schelle, im übrigen mit leichten Krammen an die Pfähle so befestigt war, dass es zum Schluss mit der Trietzkette der Ramme herausgezogen werden konnte. Unten war das Rohr mit einer 0,8 m langen 25 mm weiten Spitze versehen, welche sich der Pfahlspitze anschmiegte. Die Pumpe lieferte in der Minute 300 Liter Wasser von 6 bis 8 Atm. Druck. Das Eindringen der Pfähle wurde durch leichte Schläge mit einem Rammbär von 800 kg Gewicht unterstützt.

Der Boden bestand aus grobem Flussand, worin die 6,5 cm starken Pfähle 6 bis 10 m tief einzutreiben waren. Der Erfolg war ein vorzüglicher, indem die Pfähle mit jedem leichten Schlag etwa 20 cm eindrangen, und zwar gleich viel in geringerer und grösserer Tiefe. Die Anordnung beiderseitiger Spülrohre hat den Vorteil, dass die Pfähle nicht seitwärts gedrängt werden, wie dies bei einseitiger Spülung leicht der Fall sein will (ZfB. 1889, S. 510).

„ „ Fig. 9—10_a. Fahrbare Spundwandramme mit Spülvorrichtung, angewendet bei den neuen Hafenanlagen in Bremen. Die mit Dampf betrie-

Digitized by Google

bene Spülpumpe lieferte Druckwasser von 6—8 Atm. Fig. 10—10_a zeigt die Anordnung der Spülrohrspitze. Das Rohr *S* hatte 40 mm inneren Durchmesser, bei 5 mm Wanddicke und war am Ende bis zu 30 mm Durchmesser verengt. In einer Höhe von ca. 110 mm über der Mündung befanden sich zwei seitliche Löcher von 10 mm Durchmesser.

Der Boden bestand aus Sand, und wurde das Spülverfahren namentlich dort mit Vorteil angewendet, wo der Boden durch andere, vorher eingeschlagene Pfähle komprimiert worden war, wie dies bei der zuletzt eingeschlagenen hinteren Spundwand der Kaimauern der Fall war. Ausser dieser Spundwand wurden auch die vorderen Tragpfähle unter Benützung von Wasserspülung eingeschlagen. Bei den Schrägpfählen hatte das Spülverfahren infolge des vertikalen Emporsteigens des Wasserstrahles keinen günstigen Erfolg (HZ. 1890).

Taf. 17, Fig. 11—13_c. Ausführung von Bohlwerken mittels Spülung und Rammung bei der Verbreiterung des Oder-Spree-Kanals. Diese Bohlwerke (Fig. 11) dienen als Uferbefestigung und bestehen aus einer Reihe von Pfählen von 0,2 m mittlerem Durchmesser und $^1/_{10}$ Neigung, die in gegenseitigen Abständen von 2 m eingetrieben und mit einander verholmt sind. Gegen den Holm stützt sich eine Stülpwand aus Schwarten oder 3 cm starken Brettern (entsprechend den Anordnungen Fig. 36, 37 & 40 auf Taf. 12).

Das Eintreiben der Pfähle geschah gruppenweise zu je 6 Pfählen, von denen jeder mit einer Ramme und einem Spülrohr versehen war, denen mittels einer Dampfpumpe von einem Prahm aus Druckwasser zugeführt wurde (Fig. 12—12_a). Das Einspülen der Stülpwand geschah in der Art, dass die Bretter zu Tafeln bis zu 2 m Länge zusammengenagelt und dann mit der Spül- und Rammvorrichtung Fig. 13—13_c eingetrieben wurden. Diese Vorrichtung bestand aus einer mit 6 Röhren von 20 mm Lichtweite versehenen Spülrohrgabel (Fig. 13_b), die mit der Brettertafel niedergeschoben wurde, nebst zwei Rammen. Für die Schläge der letzteren erhielt die Tafel einen Aufsatz entsprechend Fig. 13_c, bestehend aus einem ⊢⊣ Eisen und zwei daran genieteten Winkeleisen. Diese Spülvorrichtungen haben sich gut bewährt.

Oberhalb des Bohlwerkes, dessen Oberkante 20 cm unter der Wasserfläche liegt, ist die Böschung zum Schutz gegen den Wellenschlag entsprechend Fig. 11 mit Monierplatten von 1,1 m Höhe, 0,5 m Breite und 0,08 m Stärke belegt, die aus 1 Teil Zement, 4 Teilen Kies und einer Eiseneinlage aus 4 Quer- und 3 Längstäben von 5 mm Stärke bestehen, und auf einer 8 bis 10 cm hohen Bettung von Kalksteingrus liegen (ZfB. 1899, S. 606).

„ „ Fig. 14—15_a. Gusseiserne Schuhe für Spitz- und Spundpfähle mit unter der Spitze ausmündendem Spülrohrstück. Diese Anordnung wurde beim Bau der neuen Trockendocks in Dünkirchen mit gutem Erfolg angewendet und bezweckte durch das vertikale Austreten des Wasserstrahles in der Verlängerung der Pfahlachse ein seitliches Abdrängen des Pfahles zu vermeiden. Das Zuleitungsrohr wurde in das Spülrohrstück gesteckt. Bei den Spundwänden wurden 8 Spundpfähle zu einer Tafel vereinigt und unter Anwendung eines über die ganze Breite der Tafel reichenden Belastungsgewichtes gleichzeitig eingespült (DB. 1889, S. 222).

Die in obigen Beispielen besprochenen Vorgänge beim Einspülen hölzerner Pfähle können auch bei massiven eisernen Pfählen zur Anwendung kommen, während bei röhrenförmigen Spülpfählen das auf S. 128 & 129 bezüglich Fig. 9, 10 und 11 auf Taf. 14 angeführte Verfahren zur Anwendung kommt. Speziell bei den Pfählen der Landungsbrücke zu Chiavari (Taf. 14, Fig. 9—9_c) wäre noch anzuführen, dass das Einspülen mittels einer gewöhnlichen Feuerspritze erfolgte. Das Spülrohr bestand aus einem Schlauch, der bis

Digitized by Google

zum unteren Ende des Pfahles eingeführt war, wobei der Sand mit dem Wasser oben aus der Röhre herauskam. Man konnte bei feinem Sand einen Pfahl 1 $^1/_2$ m tief in einer Stunde senken. Um für die Pfähle eine sichere Grundlage zu gewinnen wurde nach Erreichung der richtigen Tiefe durch weiteres Spülen der Hohlraum am Fusse noch mehr erweitert und darauf sowohl dieser Raum als auch das Innere des ganzen Pfahles mit festem Sande ausgefüllt (AdP. 1887, I. S. 273).

4. Einschrauben der Pfähle.

Das Absenken von Schraubenpfählen geschieht meistens mittels Hebel, die zu einem Drehkranz vereinigt in verschiedener Weise am Pfahl befestigt, und entweder durch unmittelbares Angreifen an denselben oder mittels Winden, meistens durch Menschen oder Zugtiere in Bewegung gesetzt werden. Manchmal sind auch Dampfmaschinen zu dem Zwecke benutzt worden. Von den zur Anwendung gekommenen Einschraub-Vorrichtungen mögen die folgenden angeführt werden.

Taf. 17, Fig. 16. Aufhängung des Drehkranzes bei den in Taf. 13, Fig. 31—31_b dargestellten Schraubenpfählen der Strassenbrücke zu Vouneuil s. Vienne. Die Befestigung des Kranzes am Pfahle geschah hier durch Aufkeilen, und war der Kranz am oberen Pfahlende mittels Tauen aufgehängt (NA. 1879).

„ „ Fig. 17—17_b. Einschraubvorrichtung bei den Pfählen der Eisenbahnbrücke über den Festungsgraben von Königsberg (vergl. Taf. 14, Fig. 1—1_b). Der Apparat bestand aus einem Sprossenrad (Kranz oder Stern) von 6,8 m Durchmesser, in Form von einer aufgekeilten eisernen Nabe, in welcher 8 hölzerne Arme steckten, die an den äusseren Enden mit gusseisernen Schuhen versehen und durch 25 mm starke Zugstangen mit einander verbunden waren. Zu dem Zwecke waren diese Schuhe mit Öhren versehen, und hatten am Umfange eine Rinne (Fig. 1_b), in welche zwei Zugseile nach entgegengesetzter Richtung so eingelegt waren, dass sie durch zwei an den Enden befindliche Erdwinden den Pfahl als Kräftepaar in Bewegung setzten, so dass dabei auf denselben kein einseitiger Zug ausgeübt wurde.

Die Nabe bestand aus zwei Blechplatten von 13 mm Stärke, 1,88 m Durchmesser und 0,16 m gegenseitigem Abstand, mit dazwischen befindlicher Holzfüllung, die durch Schraubenbolzen zu einem Ganzen vereinigt waren. Zur Erleichterung des Abnehmens war die Nabe aus zwei Teilen zusammengeschraubt (Fig. 1_a) (ZfB. 1866, S. 547—DB. 1878, S. 531).

„ „ Fig. 18—18_a. Einschraubvorrichtung mit Ausleger verwendet bei den vorgenannten Gerüsten beim Molenbau in Velsen (Textfig. 59). Dieses Gerüst bestand aus einer Reihe von Gebinden (Pfahlpaaren mit Holmen), die in gegenseitigen Entfernungen von 9,15 m vom festen Lande ausgehend in der Weise aufgestellt wurden, dass jeder folgende Pfahl vom äussersten Ende eines auf den vorhergehenden zwei Gebinden aufgelegten Auslegers niedergeführt wurde. Der Ausleger umfasste hierbei den Pfahl mit einem Halsband, über dem ein Sprossenrad behufs Drehung befestigt war, dessen Bewegung mittels eines umgelegten Seiles und einer, am Ausleger aufgestellten Winde erfolgte. Ein Schiefstellen des Pfahles durch den hierdurch entstandenen einseitigen Zug, wurde durch den Widerstand des Auslegers vermieden (DB. 1870, S. 256—AB. 1850—51, Bl. 320: Landungsbrücke von Courtown-Wexford).

Digitized by Google

Taf. 17, Fig. 19—20. Amerikanische Drehvorrichtung, angewendet bei den Schraubenpfählen einer Landungsbrücke bei Lewes am Delaware. Hierbei wurde ein eigentümlicher Apparat zur Befestigung der Nabe am Rohr benutzt, bestehend aus drei an das Rohr anliegenden vertikalen Stiften von 25 mm Durchmesser und 150 mm Länge, welche in ovalen, nach dem einen Ende zu etwas schmäleren Ausschnitten der Nabe lose sassen. Wurde daher in der Richtung des Einschraubens nach rechts gedreht, so rollten dabei die Stifte nach dem schmäleren Ausschnittende zu und keilten sich zwischen Nabe und Pfahl so fest ein, dass letzterer mitgenommen wurde. Bei umgekehrter Bewegung löste sich wieder die Verbindung von selbst. Von der Nabe aus gingen je nach dem Durchmesser des Pfahles vier bis acht hölzerne Arme, die einen Kranz von 4,27 m Durchmesser bildeten und unmittelbar durch Menschen und Maulesel in Bewegung gesetzt wurden.

Zur Minderung des Reibungswiderstandes des Pfahles wurde mittels einer gewöhnlichen, von 4 Mann bewegten Druckpumpe, durch zwei Gasröhren von 25 mm Durchmesser oben auf die Schraubenflächen Wasser gepresst, wodurch nach angestellten dynamometrischen Messungen, eine bedeutende Reibungsminderung erreicht wurde (DB. 1874, S. 196—CBl. 1885, S. 281).

„ „ Fig. 21—21_2. Amerikanische Einschraubvorrichtung, angewendet beim Bau verschiedener Brücken. Hierbei bildet der Drehkranz *K* ein Zahnrad (Zahnkranz), das durch zwei mittels Handkurbeln bewegte Schrauben ohne Ende *L* bewegt wird. Die zylindrische Nabe *H* des Zahnkranzes bildet unten einen Kegel *C*, der in einer am Holzgerüst *A* befestigten Traverse sitzt. Am Pfahle ist ein aus zwei Stücken bestehendes Halsband *G* fest angeschraubt, während der Nabenzylinder *H* an Knaggen zwei Rollen *I* trägt, die sich bei der Drehung des Zahnkranzes gegen das Halsband *G* legen und dadurch den Pfahl mitnehmen. Dadurch ist die vom Eindringen des Pfahles bedingte lotrechte Bewegung desselben so lange möglich, bis die Rollen mit dem Halsband nicht mehr in Berührung bleiben. Es wird dann, um die Rollen wieder zum Eingriff zu bringen das Halsband gelöst, mit Hilfe der Gegengewichte *N* gehoben und dann wieder fest angeschraubt. Zur Vergrösserung der Reibung zwischen Pfahl und Halsband sind an Stelle von Keilen kleine gezahnte Stahlstücke eingelegt.

Diese Vorrichtung hat den Vorzug wenig Platz und wenig Bedienung (meistens nur 4 Mann) zu erfordern. Bei 1,2 m Schraubendurchmesser hat man damit in fester Kalkerde 4,5 m Pfahllänge in 1 Tag eingeschraubt (ÖZ. 1888, S. 118—Ann. des trav. publ. 1889).

Taf. 18, Fig. 1—2. Einschraubvorrichtungen von Neukirch, angewendet bei den Bauten der Bremer Lagerhaus-Gesellschaft am Sicherheitshafen zu Bremen. Bei der Anordnung Fig. 1—1_a befinden sich die Zähne direkt an den Hebeln, während sich bei Fig. 2 zwischen den Hebelenden und dem Pfahl bewegliche, mit Zähnen versehene Backen befinden, die immer senkrecht gegen den Pfahl gedrückt werden. Der Apparat befindet sich zwischen zwei Blechplatten von 25 mm Dicke, welche durch Gusseisenstücke und Schraubenbolzen in einer gegenseitigen Entfernung von 200 mm gehalten werden, und kann durch eine unterhalb an dem Pfahl befestigte Zwinge in jeder beliebigen Höhe gehalten werden (HZ. 1895, S. 68).

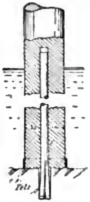
I. Befestigung der Pfähle auf Felsboden unter Wasser.

Wenn Pfähle unter Wasser unmittelbar auf Felsboden zu stehen kommen sollen, so kann oft eine Befestigung des Fusses gegen Verschiebung durch Strö-

Digitized by Google

mung, Wellenschlag und dagegen stossende schwimmende Gegenstände erforderlich sein. Dies kann bei ruhigem Wasser am einfachsten durch Einschliessen des Fusses in einen angeschütteten kegelförmigen Betonkörper erreicht werden, wie dies beispielsweise bei den Gerüsten für die später besprochene Mole von Wicklow geschehen ist (GC. 1888, Tom. XIII). Da aber bei fliessendem Wasser die Herstellung einer solchen Betonschüttung schwer durchführbar ist, so kann hier der Pfahl mit einem eisernen Zapfen versehen werden, der in ein im Felsen gebohrtes Loch gesteckt wird. Es kann dann, wenn die Belastung des Pfahles nicht genügend ist um bei höherem Wasserstand den Auftrieb zu überwinden, der Zapfen im Loche in unten angedeuteter Weise festgekeilt werden.

Fig. 62.



1:30

Befestigung von Pfählen auf Felsboden unter Wasser.

Ein einfaches Verfahren wurde bei der Aufstellung des Montierungsgerüstes zu der Eisenbahnbrücke über die Uleå elf bei Uleåborg in Finnland angewendet (1886), wo es sich darum handelte, 71 Pfähle an einer Stelle mit verhältnismässig starker Strömung, bei einer Wassertiefe bis zu 4,5 m, am Felsboden zu befestigen. Nachdem die Stellung der Pfähle genau fixiert worden war, wurde in Übereinstimmung mit Textfig. 62 für jeden Pfahl im Felsen ein 20 cm tiefes Loch gebohrt und in demselben eine bis über die Wasserfläche reichende Rundeisenstange von 5 cm Stärke in der Weise befestigt, dass das gespaltene und mit einem vorgesetzten Keil versehene Ende in das Loch eingetrieben wurde. Sodann wurde der in der Achsenrichtung entsprechend ausgebohrte und mit eisernen Ringen verstärkte Pfahl über die Stange gestülpt.

Bei der Beseitigung des Gerüstes wurden die Pfähle wieder leicht abgehoben und die Stangen mittels Flanschenzug und Ketten herausgezogen, nachdem zuvor die Keile durch leichte Hammerschläge gelockert worden sind (TFF. 1887—Zdl. 1888).

K. Abschneiden, Ausziehen und Absprengen der Pfähle.

Während die zu Gründungszwecken bestimmten Holzpfähle in bestimmter Höhe über oder unter Wasser abzuschneiden sind, werden Pfähle vorübergehender Anlagen wie z. B. Gerüstpfähle und Fangdammpfähle nach Erfüllung ihres Zweckes entweder gleichfalls abgeschnitten oder herausgezogen, um in der ganzen Länge wieder zu anderen Zwecken verwendet werden zu können. Auch unrichtig eingedrungene oder beim Einschlagen verdorbene Pfähle müssen oft ausgezogen werden. Einzelne im Wasser stehende Pfähle können oft am zweckmässigsten durch Absprengen mittels Dynamit beseitigt werden.

Digitized by Google

1. Abschneiden der Pfähle und Spundwände unter Wasser.

Während das Abschneiden von Pfählen und Spundwänden über Wasser mittels gewöhnlicher Handsägen zu geschehen pflegt, werden zum Abschneiden unter Wasser sog. Grundsägen verwendet, welche je nach den Anforderungen an die Beschaffenheit der Schnittfläche, den Dimensionen der Pfähle, der Tiefe in welcher der Schnitt zu führen, dem Umfange der Arbeit usw. von verschiedener Konstruktion zu sein pflegen. Die gebräuchlisten Vorrichtungen dieser Art sind die folgenden:

Taf. 18, Fig. $3-3_a$. Stielsäge, bestehend aus einem gewöhnlichen Sägeblatt, welches zwischen zwei Armen an einer entsprechend langen, mit Handgriff versehenen Stange eingespannt ist, und von zwei Booten *A* und *B* aus gehandhabt wird. Vom ersteren aus wird die Säge in Bewegung gesetzt, während sie vom letzteren mittels einer Leine oder einer Stange *BC* bis zur erforderlichen Tiefe gesenkt und an den Pfahl gedrückt wird. Da hierbei keine horizontale Schnittfläche erhalten wird und der Apparat auch unbequem ist, so pflegt dieses Verfahren nur zu untergeordneten Zwecken, z. B. zum Abschneiden einzelner Gerüstpfähle usw. zur Anwendung zu kommen. Man kann die Stielsäge bis zu etwa $1{,}5$ m Tiefe anwenden (S.).

" " Fig. $4-4_a$. Gatter- oder Schlittensäge. Dieselbe besteht aus einem hölzernen Rahmen, welcher über Wasser auf einem Rollwagen ruht, und zwischen zwei vertikalen Hölzern am unteren Ende ein Sägeblatt eingespannt hat. Die Anwendung des Apparates geschieht durch Hin- und Herschieben des Rollwagens, wobei das Sägeblatt durch zwei von den Enden des Blattes ausgehende Seile gegen den Pfahl angedrückt wird.

Diese Säge hat zwar den Vorteil, dass sie eine horizontale und ebene Schnittfläche gibt, ist aber schwerfällig und wird daher weniger angewendet als die folgenden Anordnungen. Es können mit derselben von 4 Mann täglich etwa 16 bis 18 Pfähle $1{,}5$ tief unter der Wasserfläche abgeschnitten werden (Bck.—S.).

" " Fig. 5—9. Pendelsägen. Diese bei kleinerer Anzahl von Pfählen besonders geeigneten und wegen ihrer Einfachheit vielfach angewendeten Grundsägen kennzeichnen sich dadurch, dass der das Sägeblatt tragende hölzerne oder eiserne Rahmen an einem Punkte hängend als Pendel in schwingende Bewegung versetzt wird. Hierbei besteht der Rahmen entweder nur aus einer einfachen hölzernen Säule (Fig. $5-5_b$), oder wie in Fig. 6 & Fig. 7 aus zwei einen Winkel bildenden hölzernen Säulen, oder wie in Fig. 8 & Fig. 9 aus zwei eisernen Stangen (Cl. 1862, Taf. 19—AB. 1863, Bl. 574—DB. 1884, S. 526).

Die Bewegung geschieht bei diesen Anordnungen durch zwei vom unteren Ende des Rahmens ausgehende Zugseile (Zugleinen) oder Ketten, oder durch steife Zugstangen. Die letzteren haben den Vorteil, dass damit sowohl gezogen als auch gestossen werden kann. Das Andrücken des Blattes gegen den Pfahl geschieht hier in gleicher Weise wie bei der Gattersäge durch seitliche Seile. Wenn bei beschränktem Raume (durch Spundwände usw.) diese für die Bewegung des Rahmens nach beiden Richtungen hin erforderlichen Seile nicht zur Anwendung kommen können, so kann durch Verlängerung des Rahmens über den Aufhängungspunkt hinaus für die Bewegung ein Angriffspunkt geschaffen werden.

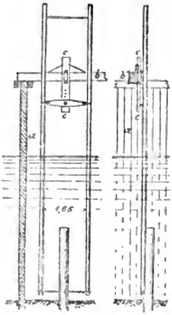
Die nachstehenden Textfiguren $63-63_a$ zeigen eine solche Pendelsäge, wie selbe bei der Gründung der Weichselbrücke bei Graudenz benutzt wurde.

Digitized by Google

Hierbei hatte der Rahmen eine rechteckige Form und waren die vertikalen Rahmenhölzer über den Aufhängepunkt hinaus verlängert, so dass sie behufs Bewegung dort angefasst werden konnten. Bei diesem Baue wurden von 3 Arbeitern in 12 Stunden 15 Pfähle auf 5 m Tiefe abgeschnitten (ZfB. 1882).

Die Stellbarkeit des Rahmens in vertikaler Richtung wird dadurch erreicht, dass entweder wie in Fig. 5 der schwingende Ständer, oder wie in Fig. 8 und Textfig. 63 das Gerüst mit einer Reihe von Löchern für den Drehbolzen versehen ist, oder kann dies durch Aufhängung des Rahmens an einer Schraubenspindel wie bei Fig. 7 erreicht werden. Bei dieser Säge (angewendet bei den Hafenbauten in Helsingfors) ist der Rahmen oben mittels eines Gelenkes an einer Schraubenspindel aufgehängt, deren Mutter auf einem kleinen Rollwagen aufsitzt, wodurch der Rahmen nicht nur in vertikaler Richtung beliebig stellbar, sondern auch in der Richtung des Schnittes leicht verschiebbar ist. Die Bewegung des Rahmens geschieht mittels Zugstangen. In der Figur ist die Säge während der Arbeit von der Eisfläche aus dargestellt, wie dies zuweilen geschah.

Fig. 63. Fig. 63a.



1 : 150

Pendelsäge bei der Gründung der Weichselbrücke bei Graudenz.

Bei diesen Sägen hat die Anwendung eines geraden Blattes wie bei Fig. 5 bis 8 den Nachteil, dass durch die schwingende Bewegung desselben ein wesentlich grösserer Teil des Holzes ausgesägt wird als bei gerader Führung des Blattes, was einen grösseren Kraftverbrauch bedingt als z. B. bei der Gattersäge. Dieser Übelstand ist bei der von der Firma Bünger & Leyrer in Düsseldorf gelieferten Pendelsäge Fig. 9 dadurch vermieden, dass das Sägeblatt nach einem Kreisbogen geformt ist, dessen Mittelpunkt im Aufhängepunkt des Rahmens liegt. Der Rahmen besteht hier aus 4 cm starken Gasröhren, infolge dessen das Gesamtgewicht der Säge nur ungef. 100 kg beträgt. Zwei Mann genügen zur Handhabung der Zugseile, während ein dritter den Sägerahmen mit den Händen führt.

Mit einem solchen Rahmen von 5,2 m Höhe können Grundpfähle bis auf 4 m Tiefe abgeschnitten werden, wozu bei 30 cm Stärke etwa $^1/_2$ Stunde erforderlich ist. Bei grösserer Wassertiefe wird der Rahmen so hoch gefertigt, dass derselbe mindestens 1,3 m über das Wasser hervorragt, damit der den Rahmen führende Mann an demselben noch feste Handhabe findet. Der Preis eines solchen Sägerahmens mit Mühlsägeblatt beträgt 190 Mk.

Bei den Hellingbauten zu Ellerbeck wurden mittels gewöhnlicher Pendelsäge von 4 Mann bei 1,5 m Wassertiefe ungef. 35 Pfähle und bei 6 bis 7 m Tiefe ca. 10 Pfähle täglich abgeschnitten.

Taf. 18, Fig. 10. Bandsäge, angewendet beim Umbau der Börsenbrücke zu Nantes. Dieselbe besteht aus einem hölzernen Rahmen mit zwei vertikalen Hölzern *a*, die durch schiefe Streben *b* und ausserdem durch zwei vom unteren Ende schief empor steigende eiserne Zugstangen *c* abgesteift sind. Die vertikalen Hölzer haben 10 cm Stärke, einen gegenseitigen Abstand von 0,61 m und sind unten durch einen eisernen Bügel verbunden, welcher an seinen Enden zwei gusseiserne Räder von 0,28 m Durchmesser trägt. Letztere haben einen Spurkranz zur Führung des über dieselben gewickelten Sägeblattes *S*, dessen Enden durch Haken mit zwei vertikalen Zugstangen in Verbindung stehen,

Digitized by Google

welche letztere über Wasser an einem Schwingbaum angehängt sind. Letzterer wird durch zwei Mann in schwingende Bewegung versetzt, und dadurch das Sägeblatt hin und her bewegt. Das Andrücken des Sägeblattes an den Pfahl geschieht durch einen besonderen, in der Figur nicht ersichtlichen Apparat.

Bei dieser Säge waren 4 Mann und 1 Vorarbeiter beschäftigt, und wurden täglich ungef. 40 quadratische Pfähle von 38 cm Dicke abgeschnitten. Das Abschneiden eines Pfahles nahm nur 3 bis 4 Minuten in Anspruch (Engg. 1870, I. S. 391—Hdl.).

Taf 18, Fig $11-11_c$. Segmentsäge. Das Sägeblatt hat hier die Form eines Kreissegments, welches durch zwei horizontale radiale Arme mit der vertikalen Rundeisenwelle verbunden ist. Diese ist längs eines hölzernen Ständers geführt, der von einem Rollwagen niederhängt, und ist am oberen Ende mit einer Handhabe versehen, welche in schwingende Bewegung versetzt wird. Das Vorschieben der Säge gegen den Pfahl geschieht durch Verschiebung des Wagens entsprechend Fig. 11_c mittels eines in ein Rad gesteckten Tritthebels, wobei auch die Wagenachse mit einem Zahnrad versehen sein kann, welches in eine am Gerüste befestigte Zahnstange eingreift. Statt dessen kann auch eine am Gerüste befestigte Winde zur Anwendung kommen, durch welche der Wagen mittels eines Seils vorwärts gezogen wird.

Diese Grundsäge ist durch ihre Einfachheit und bei allen Tiefen gleich bequeme Anwendbarkeit besonders empfehlenswert. Bei den Kieler Hafenbauten wurde dieselbe von Franzius in mehreren Exemplaren verwendet, und wurden damit von nur 2 Arbeitern bei 2 bis 3 m Wassertiefe täglich 9 Rundpfähle, bei 4 bis 5 m Tiefe 5 bis 6 Rundpfähle und bei 4 m Tiefe 8 bis zu 10 Spundpfähle von 20 × 30 cm Querschnitt abgeschnitten. Die Säge war hier entsprechend Fig. $11-11_a$ auf einem schwimmenden Gerüst aufgestellt, das sich aber nur bei ruhigem Wetter anwenden liess (HZ. 1876, Bl. 649).

„ „ Fig. $12-12_a$. Kreissäge. Dieselbe unterscheidet sich von der vorigen nur dadurch, dass das Sägeblatt vollständig kreisförmig ist und in rotirende Bewegung versetzt wird, was in einfachster Weise wie in der Figur mittels Zahnräder und Handkurbel geschieht. Die Welle ist am oberen Ende mit einem Schwungrad versehen. Das Vorschieben des Rollwagens geschieht in gleicher Weise wie im vorigen Falle.

Diese Säge ist jedoch für den Handtrieb weniger geeignet als die Segmentsäge.

Es werden daher auch meistens nur Kreissägen mit Dampfbetrieb oder mit elektrischem Betrieb angewendet, was entweder durch Ersetzen der Handkurbel mit einer Riemenscheibe und deren Verbindung mit einer Dampfmaschine oder einem Elektromotor, oder durch direkte Verbindung der Kurbel mit einer Dampfmaschine geschieht. Das folgende Beispiel zeigt die Anordnung einer Säge der letzteren Art.

„ „ Fig. 13. Kreissäge von Menck & Hambrock. Dieselbe besteht aus einem eisernen Unterwagen mit darauf laufendem Oberwagen, welcher eine stehende Dampfmaschine mit Kreissäge trägt. Durch die Längs- und Querbewegung der beiden Wagen bestreicht die Kreissäge den ganzen Raum zwischen den Schienen des Unterwagens. Für die Fortbewegung beider Wagen sind Antriebsmechanismen für Handbetrieb vorgesehen.

Der Preis eines derartigen Apparates mit Unterwagen von 7 m Länge und Dampfmaschine von 4 PS beträgt 4000 Mk. und das Gewicht ungefähr 5000 kg.

Bei den Hafenbauten in Kiel kostete bei Verwendung der Kreissäge mit einer 7 pferdigen Lokomobile das Absägen einer 20 cm starken Spundwand an-

Digitized by Google

fangs 2,11 Mk. pro laufende m oder 0,6 Mk. pro Pfahl, am Schluss der Arbeit, mit eingeübtem Personal, bezw. 0,7 und 0,15 Mk. (Rh.).

2. Ausziehen der Pfähle.

Da das Ausziehen der Pfähle im allgemeinen kostspieliger ist als das Absägen oder Absprengen, so wird ersteres gewöhnlich nur dort in Frage kommen, wo die Pfähle entweder im Boden für andere Anlagen hinderlich wären, oder wo sich die Wiedergewinnung des Holzes lohnt. Das Ausziehen geschieht gewöhnlich in der Weise, dass der Pfahl mittels einer Kette gehörig gefasst, und diese durch einen Hebel- oder Schraubenapparat u. dergl. gehoben wird. Die hierfür erforderliche Zugkraft ist von der Dichtigkeit des Bodens und namentlich von der Grösse der von der Erde eingeschlossenen Mantelfläche des Pfahles abhängig.

So wurde gelegentlich der Gründung der Ufermauern der neuen Hafenanlagen in Bremerhaven durch Ausziehen eingerammter Pfähle der grösste Zugwiderstand aus 6 Versuchen mit Pfählen von 26 bis 31 cm Durchmesser und 6, 8, 10, 12, 14 und 16 m Länge zwischen 0,15 kg und 0,2 kg pro 1 qcm Mantelfläche gefunden, dem entsprechend die zur Anwendung gelangten im Mittel 33 cm starken Pfähle einen Widerstand von 1,5 t bis 2,0 t für je 1 m eingerammter Länge erwarten liessen. Da diese Pfähle etwa 15 m tief in den Boden eingerammt werden sollten, so liess sich ihr Zugwiderstand auf etwa 23 bis 30 t schätzen. Der Druckwiderstand konnte dann wenigstens ebenso gross vorausgesetzt werden (ZfAul. 1900, S. 674).

Die Kenntnis des Zugwiderstandes der Pfähle kann nicht nur zur Bestimmung der erforderlichen Kraft für die zum Ausziehen erforderlichen Apparate, sondern auch zur Berechnung der bei Gründungen manchmal zur Anwendung kommenden Zugpfähle erforderlich sein.

Taf. 18, Fig. 14—18a. Befestigung der Zugkette am Pfahle. Bei weniger glatten Pfählen und geringerem Widerstand kann mitunter ein einfaches Einschlingen des Pfahles genügen (Fig. 14). Sonst wird entweder durch Einstossen und Zuhalten einer Brechstange (Fig. 15), oder durch Einschlagen einer Klammer ein fester Punkt geschaffen, oder es wird bei sehr grossem Widerstand durch den Pfahl ein eiserner Bolzen gezogen (Fig. 16). Letzteres Verfahren ist jedoch zeitraubend und hat auch den Nachteil, dass dabei der Pfahl verbohrt wird. Besonders bequem ist die Anwendung des in Fig. 17 dargestellten eisernen Greifringes, welcher oben und unten mit einem Dorn versehen ist, die beim Anziehen des schief angelegten Ringes in den Pfahl eindringen. Zum Fassen von Spundbohlen kann eine mit Zähnen versehene Greifzange benutzt werden (Fig. 18—18a).

Wenn sich der Pfahlkopf unter Wasser befindet, kann zur Anbringung der Kette zuweilen ein Taucher erforderlich sein (vergl. Taf. 12, Fig. 7) (Ch.—Hg.—S.).

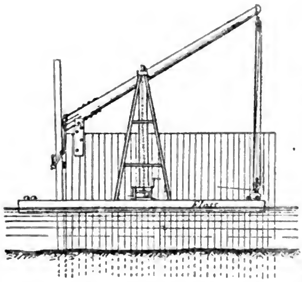
„ „ Fig. 19. Wuchtbaum zum Ausziehen von Pfählen, bestehend aus einem hölzernen Balken, welcher beim Ausziehen als Hebel in der Art benutzt wird, dass er

Digitized by Google

mit einem eisernen Schuh versehen ist, welcher in einen Schnabel zum Einhängen der Kette ausläuft, während am anderen Ende Zugleinen für die Arbeiter angebracht sind. Bei der Anwendung wird der Wuchtbaum zuerst mittels eines an einem Gerüst angebrachten Haspels emporgezogen, und der gegen eine feste Unterlage gestützte Schuh mit der am Pfahle eingehängten Kette verbunden, worauf der Haspel nachgelassen wird und die Zugleinen zur Anwendung kommen, welche Operation mehrere Male wiederholt wird. Hierbei kommt neben der Zugkraft der Arbeiter auch das Eigengewicht des Wuchtbaumes zur Wirkung, welches bei grösseren Dimensionen desselben und geringerem Widerstand allein schon für das Ausziehen genügend sein kann (Ch.—Hg.—S.).

Wenn unten ein fester Punkt zu gewinnen ist, so kann statt der Zugleinen ein Flaschenzug mit Vorteil angewendet werden, wie dies z. B. beim Ausziehen der Fangdammpfähle der Eisenbahnbrücke über die **Leda** bei **Leer** der Fall war, wobei der in Textfig. 64 ersichtliche Apparat zur Anwendung kam. Hierbei war der Flaschenzug unten an einem neben der Wand stehenden Floss befestigt, worauf sich auch ein Rammgerüst befand, an dem der Wuchtbaum nach jedem Hube emporgezogen wurde. Die Unterstützung des Wuchtbaumes bestand aus einem mit Drehbolzen versehenen gabelförmigen Bocke, der auf die benachbarten Pfähle aufgesetzt wurde. Zum Anziehen wurde anstatt einer Kette eine eiserne Schleife benutzt, deren Hochgleiten durch eine in den Pfahl eingeschlagene Krampe verhindert wurde.

Fig. 64.



1:200

Ausziehen von Fangdammpfählen bei der Ledabrücke bei Leer.

Die Pfähle hatten 19 × 29 bis 19 × 43 cm Querschnitt, und waren 6,6 m tief eingerammt. Das Ausziehen kostete anfangs 7 Mk., und später bei grösserer Übung der Arbeiter, 5 Mk. pro Pfahl (HZ. 1853—54).

Taf. 18, Fig. 20—20_3. Wuchtbaum nach Hagen. Derselbe besteht aus einem Balken von etwa 34 cm Stärke und 11 m Länge und hat zwei Drehlager, die vom Ende bezw. 31 und 62 cm entfernt sind. Davon kommt ersteres zur Anwendung solange der Pfahl noch fest sitzt, dann aber das andere zur Erreichung eines grösseren Hubes. Die Zugkette wird hier über die obere Seite des Wuchtbaumes in einer mit Eisen beschlagenen Rinne und durch einen bei *A* angeschraubten eisernen Schuh zu einem Flaschenzug *E F* geführt, wodurch mittels des zu einer Winde führenden Seilzuges *F C D* die Kette gespannt werden kann. Zur Ausführung eines Hubes wird der Baum durch den Haspel *B* gehoben und die Kette mittels des Flaschenzuges gespannt, wonach durch eines der am Schuh *A* befindlichen Löcher ein Bolzen *B* (Fig. 20_3) so durchgesteckt wird, dass er zugleich durch ein Kettenglied geht. Hierdurch wird der Zug der Kette auf den Schuh *A* übertragen, und der Flaschenzug entlastet. Der Hub erfolgt dann durch Nachlassen des Haspels unter der Wirkung des Eigengewichtes des Wuchtbaumes. Bei grösserem Widerstand wird auch hier das Ende des Wuchtbaumes noch besonders belastet (Hg.).

„ „ Fig. 21—21_3. Pfahlausziehvorrichtung bei den Hafenbauten in Bremen. Die Zugkette wurde hier um eine hinter dem Pfahle gelagerte höl-

zerne Welle gewunden, welche mittels lose eingesteckter, versetzbarer Hebelarme *H* und an denselben angebrachter Flaschenzüge in drehende Bewegung versetzt wurde. Zur Erleichterung des Ausziehens wurde behufs Lockerung des Bodens mit einem Spülrohr *S*, wie solche dort in früher besprochener Weise (Taf. 17, Fig. 9—10) zum Eintreiben der Pfähle benutzt wurden, Wasser eingepresst. Auf diese Weise wurde jeder Pfahl, welcher sich während des Einrammens als ungeeignet zeigte, wieder herausgezogen (HZ. 1889).

Taf. 18, Fig. 22. Hydraulische Presse zum Ausziehen von Pfählen. Am oberen Ende der Kolbenstange befindet sich ein ungleicharmiger eiserner Hebel, an dessen kürzerem Arme die Zugkette des Pfahles befestigt wird, während das Ende des anderen Armes festgebunden ist (Hdl.—Bh.—Br.).

„ „ Fig. 23. Ausziehen von Spundbohlen mittels Greifzange und Haspel (S.)

„ „ Fig. 24—24_b. Ausziehen von Pfählen mittels Schrauben. Die Zugkette wird an einem Querbalken befestigt, welcher sich an seinen Enden gegen Schraubenmuttern stützt, die durch Drehen der Schraubenspindeln gehoben werden. Bei Anwendung der Vorrichtung in unruhigem Wasser ist es zweckmässig die Auflagerung des Querbalkens entsprechend Fig. 24_b mittels Drehzapfen beweglich zu machen.

„ „ Fig. 25. Ausziehen von Pfählen mittels einer einzigen Schraubenspindel, welche durch Drehung der Mutter gehoben wird (Ch.—Hdl.).

„ „ Fig. 26—26_a. Ausziehen von Pfählen mittels Winden. Die Zugkette wird durch über einander gelegte Schwellen mit zwei Querbalken in Verbindung gebracht, welche an den Enden durch 4 Winden gehoben werden.

In Bremen wurde eine solche Vorrichtung zum Ausziehen von Eisbrecherpfählen, die 4 m tief im Boden der Weser steckten, benutzt. Dabei wurden zwei durch starke Balken mit einander verbundene Baggerschiffe verwendet, wo die zur Aufnahme der zwei Querbalken dienenden Böcke aufgestellt waren. An den Böcken waren zur Sicherheit gegen Umkippen oder Abgleiten der Querbalken besondere vertikale Führungshölzer befestigt.

Hierbei können je nach dem Widerstand einfache Winden, oder Differenzial-Schraubenwinden zur Anwendung kommen (Hdl.—DB. 1880, S. 236).

Die in den Figuren 23—26 angedeuteten Verfahren sind am Wasser mehr geeignet als der Wuchtbaum, da es oft schwer ist für diesen am Wasser einen festen Stützpunkt zu schaffen. Ein weiteres Mittel besteht in der Anwendung eines Flaschenzuges, der an einem Rammgerüst oder am Ausleger eines Schwimmkrans aufgehängt wird und dessen Seil oder Kette zu einem Haspel oder einer Winde niedergeführt ist (AB. 1854, Bl. 633—DB. 1877, S. 334).

3. Absprengen der Pfähle.

Wenn es sich um die Beseitung einzelner im Wasser stehender Pfähle handelt, die etwa für den Verkehr hinderlich sind usw., so kann dies in bequemer und sicherer Weise durch Absprengen mittels Dynamit geschehen. Dabei kann man etwa wie im folgendem Beispiel verfahren:

Taf. 18, Fig. 27. Absprengen von Pfählen in der Donau bei Wien. Man entschloss sich zur Beseitigung dieser für die Schiffahrt hinderlich gewesenen Pfähle mittels Sprengung, nachdem die Versuche dieselben auszuziehen, erfolglos geblieben waren. Dabei wurde eine Dynamitpatrone an einem hölzernen

Digitized by Google

Stiel angebunden, und dieser dicht vor dem Pfahle in den Flussboden eingetrieben, so dass die Patrone an die abzusprengende Stelle zu liegen kam. 1 kg Dynamit genügte, um den Pfahl am Grunde abzubrechen. Die Zündung erfolgte auf elektrischem Wege, pflegt aber sonst auch mittels Zündschnur zu geschehen (ÖW. 1877, S. 99).

L. Der hydraulische Mörtel und der Beton.

1. Beschaffenheit und Eigenschaften des hydraulischen Mörtels.

Bei den Ingenieurbauten wird sowohl für alles Mauerwerk das unter Wasser zu stehen kommt, als auch oft für solches über Wasser und zur Bereitung von Beton, hydraulischer Mörtel (Wassermörtel) verwendet. Derselbe besteht aus einer Mischung von hydraulischem Kalk und Sand, und unterscheidet sich von dem sonst für Mauerwerk gebräuchlichen, aus fettem Weisskalk und Sand bestehenden Luftmörtel dadurch, dass er nicht nur in der Luft sondern auch im Wasser erhärtet.

Während das Erhärten des Luftmörtels auf dem Erhärten des Kalkes durch Aufnahme von Kohlensäure aus der Luft und dessen Verwandlung in kohlensauren Kalk (Kalkstein) beruht, erhärtet der hydraulische Mörtel dadurch, dass die im hydraulischen Kalk getrennt vorkommenden Kalk und Kieselerde auf chemischem Wege ein festes Kalkerde-Silikat (kieselsauren Kalk) bilden. Der Erhärtungsprozess wird erleichtert, wenn die Kieselerde nicht in reinem Zustand, sondern zusammen mit anderen Stoffen, namentlich Tonerde, Bittererde, Kali, Eisen- und Manganoxyd, wie solche z. B. im Ton enthalten sind, vorkommt.

Diese zementierenden Bestandteile sind in gewissen Erdarten vulkanischen Ursprungs in der Art enthalten, dass sie als Zusatz zu gewöhnlichem Weisskalk unmittelbar hydraulischen Kalk liefern. Diese hydraulischen Zuschläge sind: die Puzzolane, gewonnen vorzugsweise bei Puzzuola in der Gegend von Neapel, die Santorinerde, von der griechischen Insel Santorin und der Trass, gewonnen in der Umgebung von Andernach im Brohltale und bei Winningen im Moseltale. In neuerer Zeit sind auch gewisse Hochofenschlacken in gleicher Weise mit Erfolg zur Anwendung gekommen.

Es gibt ferner in der Natur gewisse Steinarten, die Kalk und jene zementierenden Stoffe in einem solchen Verhältnis enthalten, dass sie gebrannt und gelöscht (mit Wasser gesättigt) mehr oder weniger hydraulisch sind und daher natürliche hydraulische Kalke genannt werden. Ein solcher Kalk ist bei einem Gehalt von 8 bis 12 % an solchen Stoffen nur etwas hydraulisch, und bedarf um zum Wassermörtel benutzt werden zu können, der besonderen Beimischung von zementierenden Stoffen. Bei einem Gehalt von 20 bis 30 % sind solche Kalke

Digitized by Google

meistens gut, und bei 30 bis 40 % vorzüglich hydraulisch. Steigt der Gehalt über 50 % so bedarf es für den Wassermörtel einer Beimischung von fettem Weisskalk.

Man nennt künstlich gebrannte Erzeugnisse, welche Kalk nebst anderen Stoffen in solchen Verhältnissen enthalten, dass sie unmittelbar zu Wassermörtel verwendet werden können, Zemente. Hierzu gehört der ursprünglich von Parker (1796) aus den am Strande der Themsemündung vorkommenden Kalksteinnieren (Mergelnieren, Sheppystone, von der Insel Sheppy), durch starkes Brennen und Zermahlen gewonnene Roman-Zement (römischer Zement, natürlicher Zement). Da später Mergelkalk von ähnlicher Beschaffenheit (enthaltend 20 bis 30 % Ton usw.) an vielen anderen Orten gefunden wurde, so gibt es auch gegenwärtig mehrere Erzeugungsstellen für Romanzement (z. B. Osnabrück in Hannover, Staudach in Bayern und Kufstein in Tirol). Die meiste Anwendung findet aber der künstliche oder Portland-Zement, der durch Brennen einer Mischung von kohlensaurem Kalk (Kalkstein, Kreide, 60 bis 70 %) und kieselreichem Ton oder Tonschiefer (etwa 20 bis 30 %) nebst anderen Beimengungen erzeugt wird. Die Mischung wird zu Ziegeln geformt, die zuerst an der Luft getrocknet und dann in Brennöfen gebrannt und bis zur Mehlfeinhet gemahlen werden.

Soll der Zement zu baulichen Zwecken geeignet sein, so muss derselbe gewisse allgemeine Eigenschaften besitzen, nebstdem für spezielle Zwecke besondere Eigenschaften erforderlich sein können. Die allgemeinen Eigenschaften sind in einzelnen Ländern für Lieferungen zu öffentlichen Bauten amtlich vorgeschrieben, welche Vorschriften dann auch bei anderen Bauten oft zur Richtschnur dienen. Dies ist z. B. in Deutschland der Fall mit den in Preussen geltenden Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portland-Zement, aufgestellt vom Königl. preuss. Ministerium der öffentlichen Arbeiten, Erlass vom 28. Juli 1887 und vom 23. April 1897, wovon der nachfolgende Auszug gegeben werden möge (CBl. 1887, S. 309—1890, S. 539—1897, S. 205).

1. Begriffserklärung, Verpackung und Gewicht. Portland-Zement ist ein Produkt, entstanden durch Brennen einer innigen Mischung von kalk- und tonhaltigen Materialien als wesentlichsten Bestandteilen bis zur Sinterung und darauf folgender Zerkleinerung bis zur Mehlfeinheit.

   In der Regel soll Portland-Zement in ganzen Normalfässern von 180 kg brutto (rd. 400 engl. Pfd) und etwa 170 kg netto, in halben Normalfässern von 90 kg brutto und etwa 83 kg netto, sowie in viertel Fässern von 45 kg brutto und 40 kg netto verpackt werden.

   Doch ist auch die Packung in grössern Fässern von 200 kg brutto zuzulassen. Die Verpackung kann auch in Säcken erfolgen.

2. Bindezeit. Je nach der Art der Verwendung kann Portland-Zement langsam oder rasch bindend verlangt werden.

   Als langsam bindend sind solche Zemente zu bezeichnen, welche erst in zwei Stunden oder in längerer Zeit abbinden (d. h. bis zu einem gewissen

Digitized by Google

Grade erstarren), eine mittlere Temperatur des Wassers und der Luft von 15 bis 18° vorausgesetzt.

3. Raumbeständigkeit. Portland-Zement soll raumbeständig (volumbeständig) sein. Als entscheidende Probe soll gelten, dass ein auf einer Glasplatte hergestellter und vor Austrocknung geschützter Kuchen aus reinem Zement, nach 24 Stunden unter Wasser gelegt, auch nach längerer Beobachtungszeit bis zu 28 Tagen durchaus keine Verkrümmungen oder Kantenrisse zeigen darf.

4. Feinheit der Mahlung. Portland-Zement soll so fein gemahlen sein, dass eine Probe desselben auf einem Sieb von 900 Maschen pro Quadratcentimeter höchstens 10 % Rückstand hinterlässt. Die Drahtstärke des Siebes soll die Hälfte der Maschenweite betragen.

5. Festigkeitsproben. Die Bindekraft von Portland-Zement soll durch Prüfung einer Mischung von Zement und Sand ermittelt werden. Die Prüfung soll auf Zug- und Druckfestigkeit nach einheitlicher Methode geschehen, und zwar mittels Probekörpern von gleicher Gestalt und gleichem Querschnitt und mit gleichen Apparaten. Daneben empfiehlt es sich, auch die Festigkeit des reinen Zementes festzustellen.

Die Zerreissproben sind an Probekörpern von 5 qcm Querschnitt der Bruchfläche, die Druckproben an Würfeln von 50 qcm Fläche vorzunehmen. Für die Zerreissungsdauer wird bestimmt, dass die Zunahme der Belastung während des Zerreissens 100 g/sk betragen soll. Bei den Druckproben soll der Druck stets auf zwei Seitenflächen der Würfel, nicht aber auf die Bodenfläche und die bearbeitete obere Fläche ausgeübt werden. Zur Erzielung richtiger Durchschnittszahlen sind für jede Prüfung mindestens 10 Probekörper anzufertigen. Das Mittel aus den zehn Proben soll massgebend sein. Langsam bindender Portland-Zement soll bei der Probe mit 3 Gewichtsteilen Normalsand auf 1 Gewichtsteil Zement nach 28 Tagen Erhärtung (1 Tag an der Luft und 27 Tage unter Wasser) eine Zugfestigkeit von mindestens 16 kg/qcm haben. Die Druckfestigkeit soll mindestens 160 kg/qcm betragen. Bei schnell bindenden Portland-Zementen ist die Festigkeit nach 28 Tagen im allgemeinen eine geringere als die oben angegebene. Es soll deshalb bei Nennung von Festigkeitszahlen stets auch die Bindezeit angeführt werden.

Zement, der eine höhere Zug- oder Druckfestigkeit zeigt, gestattet in vielen Fällen einen grösseren Sandzusatz und hat Anrecht auf entsprechend höheren Preis.

Den Normalsand erhält man aus möglichst reinem, gewaschenem und getrocknetem Quarzsande, den man zuerst durch ein Sieb von 60 Maschen/qcm (Drahtstärke 0,38 mm) siebt, wodurch ihm die gröbsten Teile entzogen werden; alsdann werden noch mittels eines Siebes von 120 Maschen/qcm (Drahtstärke 0,32 mm) die feinsten Teile aus ihm entfernt. Spezifisches Gewicht des Normalsandes i. Mittel 1,41.

Von anderen Zementen möge noch der Schlackenzement genannt werden. Derselbe besteht aus 2 Raumteilen staubfein gemahlener Hochofenschlacke, und 1 R.-T. gelöschtem Kalkpulver, welcher Mischung je nach Beschaffenheit der Schlacke oder des Kalkes 5 bis 10 % Zuschläge von Puzzolanerde, Silikaten oder Kieseltonerde zugesetzt werden (CBl. 1890, S. 510).

Die Prüfung der Festigkeit des Zementes geschieht mittels Zug- und Druckproben. Da der Mörtel in der Praxis zumeist auf Druck beansprucht wird, so sollte die Druckprobe als massgebende Probe gelten. Nachdem aber die

Digitized by Google

Herstellung der Druckprobekörper umständlich ist, die Vornahme ihrer Erprobung mehr kostspielige Apparate (Pressen) erfordert und auch aus der Zugfestigkeit mit einiger Sicherheit auf die Druckfestigkeit geschlossen werden kann, so begnügt man sich gewöhnlich für die Kontrolle der Qualität des gelieferten Zementes mit der einfacheren Zerreissungsprobe. Die Probekörper für die Zerreissungsproben erhalten an der Bruchstelle einen Querschnitt von 5 qcm (2,25 cm Länge und 2,22 cm Breite) und die für die Druckproben dienenden Würfel eine Seitenfläche von 50 qcm (7,07 cm Seitenlänge).

Die Herstellung der Probekörper für die Zugfestigkeit kann maschinell oder von Hand geschehen, während die Probekörper für die Druckfestigkeit stets auf maschinellem Wege (mittels Rammapparates) zu erzeugen sind.

Taf. 18, Fig. 28. Herstellung von Zugprobekörpern. Bei rasch bindenden Portland-Zementen ist jeder Probekörper besonders herzustellen, während bei mittel- und langsam bindenden 3 Probekörper gleichzeitig herzustellen sind. Es werden dann, bei der Herstellung von Hand für je 3 Stück 15 g Zement mit 450 g Normalsand in einer Schüssel gut durcheinander gemengt und mit 60 g reinem Wasser (10 % der Trockensubstanz) angerührt. Mit dieser Mörtelmasse werden drei auf einer glatten Metall- oder Glasplatte liegende Messingformen von der in der Figur ersichtlichen Ausführung so hoch gefüllt, dass sie stark gewölbt voll werden. Darauf schlägt man mit einem eisernen Spatel von 35 cm Länge, 5 cm breiter, 8 cm langer und 0,5 cm dicker Schlagfläche und 350 g Gewicht die überstehende Masse so lange (etwa 1 Minute) in die Form ein, bis sie an der Oberfläche Feuchtigkeit ausschwitzt. Darauf wird die überragende Masse mit einem Messer abgeschnitten und die Oberfläche geglättet. Nach vollendetem Abbinden werden die Formen vorsichtig von den Probekörpern abgenommen.

Für Probekörper aus reinem Portland-Zement werden 600 g Zement mit 120 g Wasser bis zu 5 Minuten angerührt und damit drei vorher an der Innenseite etwas angefettete Formen angefüllt und dann wie oben verfahren.

" " Fig. 29. Zementprüfungs-Apparat von Michaëlis (in der Ausführung der Firma Oscar A. Richter in Dresden). Es ist dies ein Hebelapparat mit 50 facher Übersetzung, wobei für die langsam zunehmende Belastung (100 g pro Sekunde) Schrot angewendet wird. Die Probekörper sind gleich nach der Entnahme aus dem Wasser zu prüfen. Dieselben sind in den Apparat so einzuspannen, dass der Zug genau senkrecht zur Bruchfläche stattfinde.

Bezüglich der erreichbaren Festigkeit der Zemente sei noch folgendes angeführt:

Gute Portland-Zemente haben bei einem Zusatz von 3 Teilen Sand nach 7 tägiger Erhärtung (1 Tag an der Luft, 6 Tage im Wasser) eine Zugfestigkeit von etwa 16 bis 18 kg/qcm und nach 28 tägiger Erhärtung (1 Tag an der Luft 27 Tage unter Wasser) eine Zugfestigkeit von ca. 22 bis 26 kg/qcm.

R. Dyckerhoff hat vergleichende Versuche zwischen Trass-, Puzzolan- und Portlandzement-Mörtel angestellt und das Ergebnis in folgenden Tabellen zusammengefasst (Rh.-DB. 1875, 1877):

Digitized by Google

Mörtelmischung in Gewichtsteilen.	4 Wochen im Wasser erhärtet		1 Woche im Wasser 3 Wochen an der Luft	
	Zug	Druck	Zug	Druck
Portland-Zement 1 : 3 Rheinsand	22,2	242,0	38,4	318,9
„ „ 1 : 6 „ + 1/2 Kalkhydrat	17,1	152,0	23,3	226,0
Puzzolan-Zement 1 : 3 Rheinsand	23,5	130,0	19,3	132,0
Trassmörtel, 1 R.-T. Trass, 1 Kalk, 1 Rheinsand	10,7	74,6	11,2	81,6
	kg/qcm		kg/qcm	

Zementsorte.	1 Zement : 3 Sand				1 Zement : 1 Sand.			
	4 Wochen im Wasser		1 Woche im Wasser, 3 „ an der Luft		4 Wochen im Wasser		1 Woche im Wasser, 3 „ an der Luft	
	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck
Portland-Zement I.	20,8	240,0	31,3	306,0	27,6	344,0	47,8	428,0
Puzzolan-Zement I.	21,2	142,0	15,0	152,0	25,1	184,0	20,9	210,0
Portland-Zement II.	24,0	280,0	33,8	360,0	32,1	372,0	51,2	500,0
Puzzolan-Zement II.	24,8	218,0	22,1	234,0	32,5	274,0	32,3	340,0
	kg/qcm		kg/qcm		kg/qcm		kg/qcm	

Aus diesen Tabellen geht somit u. a. hervor, dass sich die Erhärtungsweise zunächst im Wasser und dann an der Luft für Portland-Zement sehr günstig erweist, während dies beim Trassmörtel nur in geringerem Grade, beim Puzzolanmörtel aber das Gegenteil der Fall ist. Hieraus kann gefolgert werden, dass Puzzolan-Mörtel für Lufterhärtung, also für die meisten Zwecke der Hochbau-Ausführungen nicht geeignet ist.

Der zur Bereitung von hydraulischem Mörtel benutzte Sand soll möglichst fein, scharfkantig und frei von Lehmteilchen usw. sein. Das Mischungsverhältnis (in Raumteilen) von Zement : Sand kann von etwa 1 : 1 bis 1 : 10 betragen, wird aber zu Mauerungszwecken gewöhnlich zwischen 1 : 3 und 1 : 5 gewählt. Man kann jedoch auch Mörtel aus 1 Teil Portland-Zement mit 8 bis 10 Teilen Sand zu diesen Zwecken noch recht gut anwenden, wenn man durch einen entsprechenden Zusatz von gelöschtem Weisskalk die nötige Plastizität schafft, da sonst ein solcher Mörtel zum Vermauern zu mager wäre. Hierbei ist es am besten die trockene Mischung von Zement und Sand mit Kalkmilch anzuarbeiten, und der letzteren für jeden einzelnen Fall nur soviel Kalk zuzusetzen, als eben notwendig ist um den Mörtel hinreichend bildsam zu machen. Solcher Kalk-

Digitized by Google

Zementmörtel ist namentlich bei Hochbauten, insbesondere für sämtlichen Putz zu empfehlen *).

Aus den nachstehenden zwei Tabellen sind die von Dyckerhoff gefundenen Festigkeiten derartiger Mörtel zu entnehmen:

Mischung in Gewichtsteilen.	Festigkeit nach 28 Tagen kg/qcm			
	4 Wochen im Wasser erhärtet		1 Woche im Wasser, 3 Wochen an der Luft	
	Zug	Druck	Zug	Druck
1 Zement, 5 Rheinsand, 1/4 Kalk	17,6	160,8	31,4	291,0
1 „ 6 „ 1/2 „	17,1	152,0	24,8	226,0
1 „ 8 „ 3/4 „	10,7	97,0	16,7	154,0
1 „ 10 „ 1 „	9,2	67,0	10,8	94,0

Der zu diesen Proben benutzte Zement hatte nach 28 tägiger Erhärtung eine Zugfestigkeit von 28,8 kg/qcm.

Mörtelmischung in Gewichtsteilen	Art der Erhärtung	Zugfestigkeit in kg/qcm						
		1 Woche	4 Woch.	13 Woch.	26 Woch.	1 Jahr	1 1/2 Jahr	2 Jahre
1 Zement : 3 Sand	Im Freien erhärtet	16,3	20,5	28,3	37,2	49,9	46,8	51,9
1 Zement : 6 Sand + 1/2 Kalkh.	desgl.	6,5	12,1	26,5	27,4	35,0	35,4	43,8

Die folgende Tabelle gibt einen Anhalt zur Beurteilung der Festigkeitszunahme des reinen Zementes und des Zementmörtels nach längerer Zeit (DB. 1886, S. 418).

Reiner Zement nach 28 Tagen.	1 : 3 nach 28 Tagen.	Reiner Zement nach 6 Jahren.	1 : 3 nach 6 Jahren.
25—36	9—14	33—43	43—65 kg/qcm

Bei der Ausführung von Mauerwerk in Zementmörtel ist eine vorherige Nässung des Steinmaterials bis zur vollständigen Sättigung erforderlieh, weil sonst durch dasselbe dem Mörtel soviel Wasser entzogen wird, dass dadurch das Abbinden des Zements beinträchtigt werden kann.

*) Bei den Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals bestand der für das Ziegelmauerwerk der Schleusenwände benutzte Zementkalkmörtel aus 1 Tl. Zement, 1/2 Tl. fetten Kalk und 4 Tl. Sand, und bei den Fundamenten aus 1 Trass : 2/3 fetten Kalk : 1 Sand. — Bei den Stützmauern der Hafenbahn in Helsingfors wurde ein Mörtel benutzt, der aus 1 Tl. Portland-Zement, 2 Tl. Kalk und 10 Tl. Sand bestand.

Digitized by Google

Eine besondere Beachtung verdient das Verhalten des Zementmörtels gegen Frost. Während nämlich der gewöhnliche Weisskalkmörtel zu seinem Erhärten durch die Einwirkung der Luft einer längeren Zeit bedarf, und daher durch das Gefrieren des Wassers im Erhärtungsprocess gestört wird und einen mangelhaften Verband des Mauerwerks ergibt, kann bei entsprechend rasch bindendem Zementmörtel das Erhärten der Wirkung des Frostes zuvorkommen, und ist es daher möglich bei Verwendung von Portland-Zement und von erwärmtem Wasser auch bei Frost einen guten Verband zu erzielen (vergl. ÖZ. 1894, N:o 7).

2. Bereitung des hydraulischen Mörtels.

Die Menge des zur Bereitung des hydraulischen Mörtels erforderlichen Wassers ist so zu bemessen, dass entweder eine steife, jedoch noch plastische Masse (zum Mauern bei kleineren Steinen), oder ein mehr flüssiger Gussmörtel (zum Vergiessen der Fugen bei grösseren Blöcken) erhalten wird. Bei der Bereitung soll die Masse sorgfältig durchgearbeitet werden, was entweder durch Handarbeit oder mittels besonderer Maschinen geschieht. Ersteres geschieht durch Umschaufeln der Masse auf einer aus Bohlen zusammengefügten Plattform, während die Mörtelbereitungs-Maschinen aus Göpelmühlen, Kollergängen, stehenden zylinderförmigen und muldenförmigen Maschinen bestehen.

Taf. 18, Fig. 30—30_a. Göpelmühle zur Mörtelbereitung, bestehend aus einer kreisförmigen Rinne *a* als Mischraum, aus Mauerwerk oder Holz, worin drei an einem Pferdegöpel angebrachte Räder *b* mit verschiedenen Halbmessern laufen und die Masse durcharbeiten. Durch eine Scharre *c* wird die von den Rädern nach den Rändern zu gedrückte Masse nach der Mitte der Rinne hin gestrichen, während eine gegenüber liegende, die ganze Rinne ausfüllende Schütze *S*, welche nach Beendigung der Mischung niedergelassen werden kann, die Masse nach der mit einem Schieber verschliessbaren Abfalltür *e* schiebt. Die Leistung einer solchen Vorrichtung beträgt etwa 15 bis 20 cbm pro Tag (Crelles Journ. 1843—HZ. 1877—Bck.).

„ „ Fig. 31—31_a. Göpelmühle mit Mischrechen, verwendet beim Bau der Schleuse des Berlin-Spandauer Kanals bei Plötzensee, und bei der Weichselbrücke bei Thorn. Der Trog bestand hier aus einer im Erdboden ausgegrabenen ringförmigen Grube, die an Boden und Wänden mit Brettern bekleidet war. Der Göpel wurde von einem im Mittelpunkte eingeschlagenen Pfahl getragen. Für die Mischung des Mörtels hingen an jedem Ende des Göpelbaumes 3 Rechen, bestehend aus einer durchbrochenen gusseisernen Schaufel von 300 mm Breite und 260 mm Höhe mit hölzernem Schaft in den Trog nieder. Sie waren in ihrer Lage so befestigt das die Zwischenräume von 104 bis 183 mm auf der einen Seite von den Schaufeln der anderen Seite gedeckt waren. Es genügte hierfür 1 Pferd, und wurden damit täglich bis zu 50 cbm Mörtel bereitet (ZfB. 1856, S. 193).

Taf. 19, Fig. 1—1_a. Kollergang (Rollmühle), wie solcher z. B. bei den Hafenbauten in Antwerpen in Anwendung war. Derselbe besteht aus einem pfannenförmigen gusseisernen Gefäss *B*, und zwei in demselben befindlichen guss-

Digitized by Google

eisernen Walzen (Läufern) *A*, welche nur um die eigene Achse drehbar und ausserdem durch einen entsprechenden Spielraum der Achsenlager in vertikaler Richtung etwas verschiebbar sind, um dem unter der Walze befindlichen Mörtel nachgeben zu können. Hier wird das Gefäss durch ein unterhalb angebrachtes Zahnradvorgelege (das eine Zahnrad am Gefäss angegossen) mittels Riemenscheibe in rotierende Bewegung versetzt. Am Gestelle sind überdies an jeder Seite zwei gebogene Schaufeln *a* und *b* (Fig. 32_a) befestigt, durch welche die Mörtelmasse unter die Läufer geschoben wird. Die Entleerung des Gefässes geschieht durch eine mit Schieber verschliessbare Öffnung im Boden (NA. 1886, S. 63—ÖZ. 1886).

Taf. 19, Fig. 2—2_a. Kollergang gleicher Art wie der vorige, wobei aber der Bewegungsmechanismus des Gefässes oberhalb über den Läufern angebracht ist. Dadurch dass die letzteren ungleichen Abstand von der Drehachse des Gefässes haben, sind Zuführungsschaufeln hier entbehrlich. Bei Anwendung einer 6 pferdigen Dampfmaschine soll die Maschine 50 bis 60 cbm Mörtel täglich liefern können (Engg. 1876, I. S. 79—ÖZ. 1872).

„ „ Fig. 3. Kollergang mit festem Gefäss und beweglichen Läufern von Follows & Bate in Gorton, Manchester.

„ „ Fig. 4. Stehende zylinderförmige Mörtelmaschine, verwendet bei den Hafenbauten in Cherbourg. Dieselbe besteht aus einem vertikalen zylindrischen Behälter *A* aus Blech von 1,8 m Durchmesser und 1,5 m Höhe, an dessen Mantel drei oben und unten mit Messern versehene Armkreuze *B* befestigt sind, während die in der Mitte befindliche vertikale Welle vier andere Armkreuze *F* trägt, deren Messer zwischen jenen der festen Kreuze durchgehen. Die Welle hat oben ein Zahnrad behufs Drehung durch Maschinenkraft. Die Leistung soll bei einer Maschine von 3 ½ PS etwa 8 cbm Mörtel in der Stunde betragen (ÖZ. 1874, S. 257—HZ. 1877, S. 573, Bl. 724).

Die Firma Joh. Schumacher in Köln liefert solche Mörtelbereitungs-Maschinen für Pferdebetrieb (1 Pferd), bei 0,85 m Trommeldurchmesser und 1,1 m Höhe, mit einer Leistungsfähigkeit für 30 bis 35 Maurer, zum Preise von 600 Mk., für Riemenbetrieb bei 0,6 m Trommeldurchmesser und 0,8 m Höhe, bei gleicher Leistungsfähigkeit, und 1 PS zum Preise von 450 Mk. sowie bei 0,85 m Durchm. 1,1 m Höhe für 60 bis 100 Mauer, 1 ½ bis 2 ½ PS zum Preise von 700 Mk.

„ „ Fig. 5—5_a. Muldenförmige Schnecken-Mörtelmaschine, verwendet z. B. beim Bau der Blair-Crossing Bridge über den Missouri. Der Apparat besteht aus einem halbzylindrischen Trog aus Blech, in dem sich eine Welle befindet, welche am Umfange mit einem Schraubengewinde aus Blech (Archimedische Schnecke) und mit Messern versehen ist. Beim Drehen der Welle wird die im Troge befindliche Masse umgerührt und nach einem Ende hin verschoben. Gegenüber der vorigen Anordnung hat diese den Vorteil, dass man den Mischungsvorgang im offenen Trog stets vor Augen hat und den Wasserbedarf genau regeln kann (Engg. 1887, II, S. 250—Zdl. 1889).

„ „ Fig. 6—6_a. Horizontale, muldenförmige Mörtelmischmaschine von Bünger & Leyrer in Düsseldorf. Diese Vorrichtung unterscheidet sich von der vorigen dadurch, dass hier die Welle statt mit einem durchgehenden Schraubengewinde versehen zu sein, abwechselnd mit einzelnen Mischschaufeln und Mischkreuzen besetzt ist. Dadurch dass die Schaufeln wie Teile eines Gewindes schief gestellt sind, wird das Mischgut nach dem linksseitigen Ende hin verschoben, wo sich an der Endwand der Auslauf befindet.

Ein wesentlicher Vorteil dieser Maschine liegt darin, dass die Lager der Hauptwelle niemals mit dem in der Mulde befindlichen Mörtel, Wasser oder Sand in Berührung kommen können, was für den leichten Gang und die Dauer-

Digitized by Google

haftigkeit der Maschine von Bedeutung ist. Dieselbe hat bei 3 m langer Mulde eine Leistungsfähigkeit von ungef. 5 cbm i. d. Stunde und kostet 685 Mk. Sie hat eine sehr ausgedehnte Anwendung gefunden, u. a. bei den Hafenbauten für den Zollanschluss in Bremen, den Mainregulierungsbauten, dem Zentralbahnhofbau in Frankfurt a. M., bei den Schleusen- und Brückenbauten des Nord-Ostsee- und des Dortmund-Ems-Kanals usw.

3. Beschaffenheit und Eigenschaften des Betons.

Der Beton (Konkret, Grobmörtel, Stampfmauerwerk, Gussmauerwerk) ist ein sowohl in der Luft als auch im Wasser erhärtendes Gemenge von hydraulischem Mörtel und kleinen Steinen. Derselbe findet namentlich bei den Gründungen als Fundamentmauerwerk unter und auch über Wasser, sowie auch für das aufgehende Mauerwerk jeder Art eine ausgedehnte Anwendung. Ausser zu Brückenpfeilern und Brückengewölben wird gegenwärtig der Beton auch im Hochbau für Mauern und namentlich zu Decken und Estrichen, sowie für Wehre, Wasserbehälter, Wasserleitungs- und Kanalisationsrohre, Kunststeine usw. in ausgedehntem Masse benutzt.

Die Zusammensetzung der Betonmasse ist je nach dem Zwecke sehr verschieden. Für den Mörtel wird hydraulischer Kalk jeder Art, namentlich aber Zement benutzt, während das Steinmaterial meistens aus zerschlagenen natürlichen Steinbrocken (sog. Steinschlag), Fluss- oder Grubenkies (Schotter) zu bestehen pflegt, wozu aber zuweilen auch Ziegel-, Schlacken- und Bimssteinbrocken benutzt werden. Die letzteren zwei Materialien werden aber ihrer geringen Festigkeit wegen nur behufs möglichster Minderung des Gewichtes zur Ausfüllung von Decken, der Übermauerung von Brückengewölben (z. B. bei der Berliner Hoch- und Untergrundbahn — Zdl. 1902), bei Fahrbahnen eiserner Brücken usw. benutzt. Der Steinzuschlag soll aus möglichst harten und scharfkantigen Stücken bis zu etwa 4 bis 5 cm, höchstens 6 cm Durchmesser bestehen, und soll sowohl der Sand als auch das Steinmaterial gereinigt und vor dem Mischen leicht angenässt sein. Man kann aber auch mit runden Kieseln einen guten Beton erhalten (vergl. ÖZ. 1902, S. 541).

Die Mischung besteht in der Regel aus etwa 1 Raumteil hydraulischen Mörtel und $1\frac{1}{2}$ bis 2 Teilen Steinzuschlag. Bei der Verwendung von Zement pflegt das Mischungsverhältnis von Zement, Sand und Steinzuschlag je nach der erforderlichen Festigkeit, mehr oder weniger stark, etwa zwischen den Grenzen (in Raumteilen) 1 : 2 : 2 bis 1 : 5 : 10 angenommen zu werden.

Da das Meerwasser und der Wellenschlag auf den Zementmörtel zerstörend einwirken, so müssen Betonbauten die ständig dem Einflusse derselben ausgesetzt sind aus besonders starken Mischungen bestehen (z. B. die am Meere gelegenen Bauten des Nord-Ostsee-Kanals $1 : 1\,^1/_2 : 2\,^1/_2$). Sonst genügt aber sogar für so ungünstig beanspruchte Konstruktionen wie grössere Brücken-

Digitized by Google

gewölbe meistens ein Mischungsverhältnis von 1 : 2 $^1/_2$: 5 (Donaubrücke bei Munderkingen mit Schotter als Steinzuschlag – ZfB. 1894, S. 547) bis 1 : 3 : 6 (Kaiser Wilhelm-Brücke über die Spree in Berlin – CBl. 1890, S. 97), während stärkere Mischungen nur bei den Gelenkquadern solcher Brücken (etwa 1 : 2 $^1/_2$: 2 $^1/_2$ bis 1 : 2 : 4) usw. und die schwächeren bei den Pfeilern und Grundmauern usw. zur Anwendung kommen. Bei der neuen Eisenbahnbrücke über die Elbe in Dresden sind z. B. folgende Mischungsverhältnisse benutzt worden: Gelenksteine 1 : 2 $^1/_2$: 2 $^1/_2$, Gewölbe 1 : 5 : 5 und 1 : 5 : 6 $^3/_4$, Widerlager und Pfeiler 1 : 6 : 8 und 1 : 7 : 9, und Hinterfüllung 1 : 10 : 13 (Zdl. 1898, Taf. XIII). Der zu den Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals verwendete Beton bestand aus 5 Teilen Trassmörtel und 9 Teilen Granit-Steinschlag und war der Mörtel aus 1 Trass, $^2/_3$ fettem Kalk und 1 Sand zusammengesetzt (TFF. 1895, S. 64).

Für gewisse Zwecke (Ufermauern usw.) wird der Beton oft nur aus Zement und Schotter bereitet. So wurden beispielsweise beim Binnenhafen von Rotterdam die Ufermauern aus Stampfbeton mit einem Mischungsverhältnis von 1 Zement : 5 Flussschotter, diejenigen des Albert-Docks in London aus 1 : 8 (Themseschotter) und diejenigen des Tilbury-Docks an der Themsemündung aus 1 : 10 hergestellt.

Bei den Fundamenten kommt manchmal der sog. Sparbeton zur Anwendung, bestehend aus schwachem Steinschlagbeton und eingestampften grösseren Steinen (Bruch- oder Klaubsteine bis zu etwa Kopfgrösse). So bestehen beispielsweise die Grundmauern der Donaubrücke bei Rechtenstein in Württemberg aus einer Mischung von 1 : 4 : 8 + $^1/_4$ der Masse Bruchsteine und die Gewölbe aus 1 : 2 $^1/_2$: 5 + $^1/_8$ Bruchsteine (ZfB. 1893, S. 439), und die Hohlraumfüllungen bei den Kaimauern in Dresden aus 1 : 1 : 8 + 12 (AB. 1874, Bl. 49). Eine weitere Art ist der aus einem Gemenge von Zement und sehr viel Sand bestehende Sandbeton (z. B. 1 : 8 bei den Hohlraumfüllungen der Schleusenmauern des Nord-Ostseekanals und 1 : 10 bei denjenigen der Kaimauern des neuen Hafens zu Bremen—HZ. 1889). Ferner unterscheidet man mit Rücksicht auf die Herstellungsweise: Stampfbeton, der durch Anschütten und Stampfen der Betonmasse im Trockenen hergestellt wird, Schüttbeton, welcher durch Anschütten der Masse unter Wasser (ohne gestampft zu werden) zur Ausführung kommt, und Gussbeton, bei dem die flüssige Mörtelmischung in eine Form gegossen und darin der Steinzuschlag beigegeben wird, wie solcher beispielsweise zum Santorin-Gussmauerwerk und zu den künstlichen Blöcken bei den Hafenanlagen am Mittelländischen Meer (z. B. in Triest) vielfach angewendet wurde (ÖW. 1885, S. 363).

Da die Festigkeit des Betons mit der Dichtigkeit der Masse zunimmt, so wird derselbe umso fester, je mehr die Hohlräume zwischen den Steinen ausgefüllt sind, und gilt daher die Regel, dass die Mörtelmenge den Hohlräumen entsprechen soll. Mit Rücksicht hierauf wird die für eine bestimmte Steinmasse erforderliche Mörtelmenge in der Weise bestimmt, dass man ein Gefäss von be-

Digitized by Google

stimmtem Rauminhalt mit vorher gehörig angefeuchtetem Steinmaterial füllt und soviel Wasser nachgiesst, dass alle Hohlräume ausgefüllt sind. Die verbrauchte Wassermenge entspricht dann der erforderlichen Mörtelmenge. Nachdem aber in der Betonmasse die Steine durch den Mörtel verhindert sind, eine so dichte Lage anzunehmen wie für sich allein, so wird jene Mörtelmenge noch um etwa 10 bis 15 % vergrössert. Nachdem ferner die Zwischenräume des Steinmaterials, je nachdem dasselbe mehr fein- oder grobkörnig ist, etwa 30 bis 50 % betragen, so beträgt die erforderliche Mörtelmenge, bei Beachtung obigen Zusatzes, etwa 40 bis 65 %, oder auf 10 Teile Steinmaterial, 4 bis 6 ½ Teile Mörtel. Bei einem Mischungsverhältnis des Mörtels von 1 : 3 würde dies für den Beton ein Verhältnis von bezw. 1 : 3 : 10 bis 1 : 3 : 6 ergeben. So betrugen bei dem später beschriebenen Molenbau zu Hangö in Finnland für Steinschlag von ca. 2 bis 4 ½ cm Dicke die Zwischenräume 45 bis 47 % vom ganzen Volumen, weshalb unter Berücksichtigung von 10 % Zuschlag für den Beton auf 9 Teile Steinmaterial 5 Teile Mörtel genommen und daraus 10 Teile Beton erhalten wurden. Dies entspricht auch der allgemeinen Regel, dass für 1 Raumteil Beton etwa 0,9 Teile Steinbrocken und 0,45 bis 0,5 Teile Mörtel, oder ungef. 1 ½ Teile trockene Bestandteile erforderlich sind.

In Anbetracht der Erhöhung der Festigkeit des Betons mit zunehmender Dichtigkeit ist das Stampfen des Betons von grösster Wichtigkeit. Derselbe Beton zeigt im gestampften Zustande nach 4 Wochen in der Luft eine etwa 3 bis 4 mal so grosse Festigkeit wie bei blosser Anschüttung unter Wasser. Das Stampfen ist nur im Trockenen anzuwenden, da durch eine solche Operation unter Wasser die Betonmasse leicht ausgespült werden würde. Durch das Stampfen verringert sich der Rauminhalt des Betons um etwa 25 %. Ferner führt das Erhärten des Betons unter Wasser gleichfalls eine Raumverminderung von etwa 10 bis 20 % mit sich, so dass für 1 cbm festen Beton unter Wasser ca. 1,1 bis 1,2 cbm feuchter Betonmasse erforderlich ist.

Da feineres Steinmaterial einen geringeren Mörtelverbrauch bedingt als gröberes, so ist es unvorteilhaft bei den Lieferungen von Steinschlag vorzuschreiben, dass die Grösse der einzelnen Stücke ein bestimmtes Mass nicht unterschreiten dürfe, sondern ist es richtiger ein grösstes Mass festzusetzen und um zu verhindern, dass nur Grus geliefert wird, vorzuschreiben, dass nur ein bestimmter Teil durch ein Sieb von bestimmter Weite fallen darf. Hierdurch wird nicht nur eine Mörtelersparnis ohne Verminderung der Festigkeit des Betons, sondern auch das Fortfallen des sonst nötigen Siebens des Steinschlages erreicht (vergl. CBl. 1889, S. 5).

Betonbauten über Wasser sollen zur Vermeidung von schädlichen Haarrissen infolge der Verdunstung des Wassers, nach der Herstellung wenigstens 8

Digitized by Google

Tage lang satt angefeuchtet und bedeckt werden. Betonierungen unter Wasser geschehen in durchgehenden Schichten von etwa 0,5 bis 1,0 m Dicke, wobei vor dem Auftragen einer neuen Schichte, die Oberfläche der vorhergehenden von dem durch teilweises Auswaschen des Betons entstehenden Zementschlamm sorgfältig gereinigt werden muss (mittelst Sackbagger oder Pumpe). Da jedwedes Auswaschen der Betonmasse der Güte derselben schädlich ist, so soll weder in bewegtem Wasser betoniert, noch der Beton unmittelbar in das Wasser geschüttet werden, sondern ist die Baugrube durch dichte Wände vom bewegten Wasser zu isolieren und hat die Versenkung mittels besonderer Apparate zu geschehen, wodurch ein Auswaschen der Masse vermieden wird. Nachdem ferner der Mörtel desto leichter ausgewaschen wird, je flüssiger er ist, so soll derselbe den vorher gewaschenen Steinen möglichst steif (in erdfeuchtem Zustand, mit etwa 15—20% Wasser) beigemengt werden. Auch soll der Beton reichlich Mörtel erhalten, da sonst bei ungenügendem Ausfüllen der Hohlräume der Mörtel nach unten sinkt, und oben die Steine ohne Mörtel zurückbleiben. Dem wird gleichfalls durch Anwendung von steiferem Mörtel entgegengewirkt (vergl. CBl. 1389, S. 5).

Nachdem die Festigkeit des unter Wasser versenkten Betons umso geringer wird, je mehr Wasser in denselben eindringt, so soll unter Wasser in der Regel nur rasch bindender Zement verwendet werden. Beim Molenbau in Hangö begann das Abbinden des Zements 20 Minuten nach Bereitung des Mörtels; infolge dessen geschah das Versenken des Betons (mittels Kasten) innerhalb 17 bis 18 Minuten nach dem Einstürzen der Bestandtheile in den Mischapparat (TFF. 1891).

Die Druckfestigkeit des Betons ergab sich bei den Versuchen von Dyckerhoff, bei Verwendung von Zement, welcher nach der Normenprobe 16,3 kg Festigkeit und 1 stündige Bindezeit aufwies, und unter Benützung von Kies von 5 bis 30 mm Korngrösse, nach 1 tägiger Erhärtung an der Luft und 27 Tagen unter Wasser, für die

Mischungsverhältnisse von 1 : 2 : 3, 1 : 3 : 6,5 und 1 : 4 : 8,5
bezw. 196,2 108,2 und 86,0 kg qcm.

Bei der im Jahre 1893 ganz aus Beton ausgeführten Strassenbrücke über die Donau bei Munderkingen (50 m Spannw., 8 Pfeilhöhe, 8 m Breite) ergab der für das Gewölbe angewendete, mit einer besonderen (später beschriebenen) Mischtrommel erzeugte Beton, bei Anwendung von Probekörpern von 10 cm Seitenlänge mit einem Mischungsverhältnis von 1 Zement : 2,5 Sand : 5 Steinschlag nach 7 tägigem Erhärten an der Luft, in 10 Fällen eine Druckfestigkeit von 141 bis 261 im Mittel 202 kg/qcm, und weitere 10 Proben nach 28 Tagen 201 bis 316, im Mittel 254 kg qcm. Noch weitere 4 Würfel von 20 cm Seitenlänge ergaben nach 5 monatlichem Erhärten eine Druckfestigkeit von 322 bis 347, im Mittel 332 kg qcm, während das für das Spandrillmauerwerk benutzte Gemenge von 1 : 6 : 12 nach 28 Tagen eine Druckfestigket von 93 kg/qcm hatte (ZfB. 1894, S. 548. — Uhland, „Der prakt. Masch. Constr." 1894, N:o 2).

Digitized by Google

Die bei der neuen Eisenbahnbrücke über die Elbe in Dresden (1897) benutzten Mischungen zeigten folgende Druckfestigkeiten (Zdl. 1898, S. 1134):

Mischung Zement : Sand : Steinschlag.		Druckfestigkeit nach einer Dauer der Erhärtung von		
		4 Wochen kg qcm	13 Wochen kg qcm	1 Jahr kg qcm
Grundbau-Beton 1 : 7 : 9	Würfel 400 mm	81	81—117	186
Pfeiler „ 1 : 6 : 8	„ „ „	107	144	154—276
Gewölbe „ 1 : 5 : 6 1/2	„ „ „	95—172	197	272—400
Gelenksteine „ 1 : 2 1/2 : 2 1/2	„ „ „	211	256	313
Einsatzstücke der Gelenksteine 1 : 1 : 1 1/4	„ 100 „	230—458	350—378	—

Die Zugfestigkeit des Betons dürfte wie beim Zementmörtel etwa gleich 1/10 bis 1/7 der Druckfestigkeit, und das spezifische Gewicht zu 2,3 bis 2,4 angenommen werden können.

Bei Gründungen lässt man Betonschüttungen je nach deren Zusammensetzung und Belastung, der Beschaffenheit des Grundes usw., mindestens 8 Tage, gewöhnlich aber etwa 3 bis 4 Wochen lang oder noch längere Zeit erhärten, bevor mit der Aufführung des Fundamentmauerwerks begonnen wird. (Bei den neuen Lagerhäusern in Triest betrug die Erhärtungsdauer des Santorinbetons vor Aufführung der Fundamentmauern ungef. 10 Wochen. — ÖZ. 1892).

Der Beton ist im allgemeinen weder luft—noch wasserdicht und kann dort wo Dichtigkeit erforderlich ist (Wasserbehälter, gemauerte Caissons usw.) dies erst durch einen Zementmörtelverputz von etwa 1 1/2 bis 2 1/2 cm Stärke in gewissem Grade erreicht werden.

4. Bereitung des Betons.

Die Betonbereitung geschieht entweder durch Beimischung des in besprochener Weise zuvor besonders bereiteten Zementmörtels zum Steinmaterial, oder durch gleichzeitiges Zusammenmischen der verschiedenen Bestandteile des Betons. Das erstere Verfahren liefert ein zuverlässigeres Gemenge und ist daher für wichtigere Zwecke mehr zu empfehlen, während das letztere einfacher ist und namentlich zur Betonbereitung in grösserem Masstab mit Vorteil verwendet wird. Das Mischen geschieht dann entweder durch Handarbeit oder mittels besonderer Maschinen. Für das erstere, gewöhnlich nur bei kleineren Mengen benutzte Verfahren werden hölzerne Plattformen und für das letztere Mischtrommeln und Fallwerke verwendet.

Bei der Benutzung von Steinschlag wird dieser entweder von Hand durch Zerschlagen von Bruchsteinen mittels Schlägel, oder mittels besonderer

Digitized by Google

Steinbrechmaschinen (Steinbrecher, Steinquetschen, Brech- oder Quetschwerke) bereitet.

Taf. 19, Fig. 7. Einfache Steinbrechmaschine der gebräuchlichen Art. Deren Wirkung besteht darin, dass grössere Steine zwischen die zwei in einem kastenförmigen Gestell gelagerten Brechbacken B und B_1 geworfen und durch die schwingende Bewegung der letzteren Backe zerkleinert werden. Diese Bewegung wird dadurch erreicht, dass diese Backe einerseits durch die Kniestange D wiederholt vorwärts geschoben, andererseits aber durch eine Feder F ständig zurückgezogen wird. Die Kniestange steht am anderen Ende mit der durch die Exzenterscheibe E auf und ab bewegten Stange H in Verbindung, während die Bewegung der Exzenterscheibe durch die Riemenscheibe R erfolgt. Die Bewegung wird durch die zu beiden Seiten der Maschine angebrachten Schwungräder S geregelt. Die Backen sind mit auswechselbaren geriffelten Platten belegt (DB, 1877, S. 171—AdP. 1886, Pl. 35—ZfB. 1889, S. 411).

„ „ Fig. 8. Doppel-Steinbrechmaschine mit zwei Paar Brechbacken von gleicher Anordnung wie im vorigen Falle. Die Betriebskraft beträgt je nach der Härte des Gesteins etwa 4 bis 8 *PS* und werden pro Pferdekr. und Stunde etwa 0,15 bis 1 cbm Material zerbrochen (die kleinste Menge bei Steinen etwa wie Granit und die grösste bei Kalkstein u. dergl.) (DB. 1878, S. 302).

„ „ Fig. 9. Amerikanische Steinbrechmaschine mit rotierender Brecheinrichtung, mit Leistungsfähigkeit bis zu 1 Tonne in der Minute (Geliefert von der Gates Iron Works, Chicago).

„ „ Fig. 10—11_a. Bereitung von Beton durch Handarbeit nach Endres. Diese für kontinuierliche Bereitung grösserer Mengen empfohlene Anordnung, besteht aus zwei aus Bohlen und untergelegten Querleisten zusammengefügten Plattformen A und B (Fig. 10_a) von 2 m Breite und bezw. 3,0 und 3,5 m Länge, von denen eine zur Bereitung des Mörtels und die andere zum Mischen des Betons bestimmt ist. a b sind Geländer zum Anlehnen der Geräthe, und I II die zur Mörtelbereitung verwendeten Arbeiter, III IV V VI jene zum Mischen des Betons. Der auf der Plattform A bereitete Mörtel wird erst mit einem besonderen schaufelartigen Schlageisen (Fig. 11—11_a) 2 mal durchgeschlagen, dann auf der Plattform B ausgebreitet und nach Zusetzung des Steinmaterials 3 mal umgeschaufelt. Eine solche Bereitung ist mehr geeignet zur Herstellung eines sorgfältig ausgeführten und zuverlässigen Gemenges, als bei der Mischung mittels Maschinen, und empfiehlt sich daher in Fällen, wo ein besonders guter Beton erforderlich ist (ZdI. 1881, S. 522).

„ „ Fig. 12—12_a. Betonmischer in Form von einer konischen Trommel, die mittels Pferdegöpel bewegt wird. Die am dünneren Ende eingeschütteten Bestandteile erhalten sowohl eine rotierende, als auch eine fortschreitende Bewegung nach dem dickeren Ende zu, wo dann die Entleerung stattfindet. Ein solcher Apparat wurde z. B. bei den Festungsbauten in Paris verwendet (AB. 1842-43—Bck.).

„ „ Fig. 13. Zylindrische Mischtrommel mit diagonaler Drehachse, wobei die Massen sowohl eine drehende Bewegung annehmen, als auch von einem Ende der Trommel zum anderen übergeworfen werden.

Dieser einfache und dennoch gründliche Mischer kam z. B. beim Bau des Amsterdamer Nordsee-Kanals und der Eisenbahnbrücke über die Theiss bei Szegedin zur Anwendung. Bei letzterer Gelegenheit lieferte derselbe bei 1,25 m Durchmesser, 3,8 m Länge und $^1/_{13}$ Neigung der Trommelachse gegen die Drehachse und bei 15 bis 20 Umdrehungen in der Minute, täglich 80 bis 100 cbm Beton (ZfB. 1872, S. 407).

Bei einer derartigen in Amerika (am Hell-Gate bei Holyhead) ange-

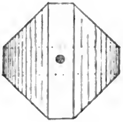
Digitized by Google

wendeten Konstruktion von Reithelmer, erhielt die Welle schaufelförmige Arme, wodurch ein noch gründlicheres Durcheinanderwerfen der Masse erreicht wurde, so dass sich schon nach einigen Minuten eine innige Mischung ergab (Sc. Am. 1873, Feb. S. 99).

Der Apparat wird zur Erleichterung des Transportes zweckmässig auf einen Rollschemel gestellt.

Taf. 19, Fig. 14—14_a. Mischtrommel von Messent, zuerst verwendet beim Molenbau in Tynemouth. Diese Trommel hat eine eigentümliche tetraedrische Form, wie dies am besten aus der Seitenansicht in nebenstehender Textfig. 65 zu ersehen ist. Hierdurch wird die Masse schon bei einer geringen Anzahl von Drehungen mehrfach durcheinander geworfen. Während bei der früheren Trommel der Inhalt bei jeder halben Umdrehung einmal von oben nach unten geworfen wird, geschieht dies hier bei jeder viertel Umdrehung, sodass bei einer ganzen Umdrehung ein 4 maliges Umwerfen der Massen stattfindet. Die Mischung ist eine so gründliche, dass je nach der Beschaffenheit des Steinmaterials 6 bis 12 Umdrehungen zur vollständigen Durcharbeitung genügen. Die nötige Anzahl Umdrehungen wird durch Versuche ermittelt und dann durch einen Zählapparat selbsthätig angezeigt.

Fig. 65.



1:50

Messents Mischtrommel.

Die Trommel besteht aus Blech und hat einen grössten Durchmesser von ca. 1,5 m und eine Breite von 1,2 m. Die Füllung geschieht ungef. bis zur Hälfte, durch die in Fig. 14 und 14_a angedeutete Klappe, unter Anwendung des in Fig. 14 ersichtlichen, an einem drehbaren Ausleger hängenden Trichters, in dem die Materialien im vorgeschriebenen Verhältnisse in Bereitschaft gehalten, und durch Öffnen einer Bodenklappe in die Trommel gleiten, wobei sie zugleich mittels eines Schlauches das erforderliche Wasser zugeführt erhalten.

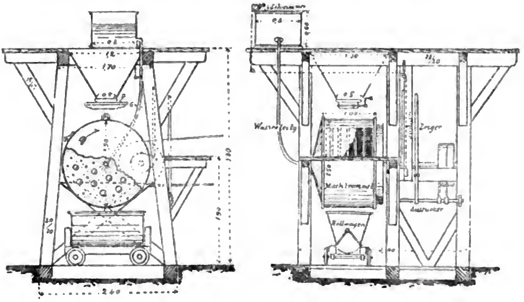
Die Maschine ruht auf einem Rollschemel zur bequemen Verschiebung längs eines Gleises, und hat auf jeder Seite ein breites Trittbrett als Arbeitsplattform für die Mannschaft. Die Drehung der Trommel geschieht entweder wie in Fig. 14_a durch Handbetrieb, oder kann dazu auch Maschinenkraft verwendet werden. Im ersteren Falle sind erforderlich: 2 Mann zum Herbeischaffen und Einschütten der Materialien und 4 Mann zum Drehen der Trommel und Zuleiten des Wassers. Die Geschwindigkeit soll 20 bis 25 Umdrehungen nicht überschreiten. Tägliche Leistungsfähigkeit ca. 28 cbm (DB. 1875, S. 153). In neuerer Zeit wurde der Apparat auch bei dem grossen Molenbau in Sunderland verwendet (CBl. 1885, S. 71).

Eine eigenartige Mischtrommel neuerer Konstruktion, angewendet zur Bereitung von Zementmörtel und von Beton bei der Ausführung der Betonbrücke über die Donau bei Munderkingen, ist aus den nachstehenden Textfiguren 66—66_a zu ersehen. Dieselbe wurde von der Maschinenfabrik Geislingen geliefert und besteht aus einem Blechzylinder von 1,5 m Durchmesser und 1,0 m Länge, in welchem sich 40 Stahlkugeln von 12 cm Durchmesser befinden. Das Füllen und Entleeren der Trommel geschieht durch eine am Blechmantel befindliche, mittels einer Blechklappe verschliessbare Öffnung von ca. 50 cm Länge, welche überdies durch ein Eisengitter von 11 cm Maschenweite geschlossen ist, sodass zwar die Betonmaterialien, nicht aber die Kugeln durchfallen können. Das Einfüllen der trockenen Materialien geschieht durch einen am Gerüst angebrachten Trichter, während das Wasser einem am Gerüst befindlichen Blechbehälter entnommen und mittels eines Rohres von 6 cm Durchmesser durch die hohle Drehachse der Trommel zugeführt wird. Die Wasserzufuhr wird durch einen Hahn geregelt.

Digitized by Google

Die Trommel wird durch eine mindestens 6 pferdige Maschine in Bewegung gesetzt, und ist mit einer Bremse versehen. Nach dem Füllen mit den trockenen Bestandteilen wird dieselbe etwa 2 Minuten lang gedreht und dann das Wasser zugeleitet, worauf nach 3 Minuten weiteren Drehens die Betonmischung fertig ist. Die Wirkung der Stahlkugeln besteht hierbei sowohl in ei-

Fig. 66. Fig. 66a.



1:75
Mischtrommel mit Stahlkugeln für Zementmörtel und Beton.

nem feinen und gleichmässigen Verteilen der Bestandteile, als auch hauptsächlich in einem kräftigen Aneinanderpressen derselben wodurch ein Beton von hoher Festigkeit erhalten wird. In 10 stündiger Arbeitszeit können mit dieser Mischtrommel 36 cbm Beton erzeugt werden. Beim genannten Baue kostete die Herstellung von 1 cbm Beton, Mk. 1,70 (ZfB. 1894, S. 548).

Taf. 19, Fig. 15—16. Neuere amerikanische Mischtrommeln, die durch am Umfange angebrachte Zahnradvorgelege mittels Dampfmaschine in Bewegung gesetzt werden. Während bei der Anordnung Fig. 15 (The Chicago improved „Cube concrete mixer" der „Municipal Engineering and Contracting Company, Chicago") die Trommel würfelförmig ist, ist dieselbe bei Fig. 16 (The „Smith" mixer von T. L. Smith in Milwaukee) konisch und im Innern mit Schaufeln versehen. Das Entleeren erfolgt durch Kippen von Hand mittels Zahnrad und Schnecke. Diese Mischtrommel hat in letzter Zeit in Amerika eine sehr verbreitete Anwendung gefunden.

„ „ Fig. 17. Beton- und Mörtelmischmaschine mit feststehender und behufs Entleerung drehbarer Trommel von Bünger & Leyrer, Düsseldorf. In der Trommel, befindet sich ein Rührwerk, bestehend aus einer horizontalen Achse mit kreuzweise gestellten Mischarmen, welche an ihren Enden Mischschaufeln tragen. Die letzteren sind so angeordnet, dass sie sowohl an dem Mantel der Trommel, als auch an den Stirnwänden derselben vorbeistreichen, und verhindern dieselben daher, dass sich Material an den Wandungen der Trommel ansetzt. Dieses Rührwerk ist derart wirksam, dass bereits nach einigen Umdrehungen eine vollständige Durchmischung des Materials stattgefunden hat. Da die Mischarme gleichzeitig knetend auf das Mischgut einwirken, so erhält der mit dieser Maschine gemischte Beton eine grosse Festigkeit.

Digitized by Google

Das Füllen der Maschine geschieht am einfachsten wie in der Figur angedeutet mittels Schubkarren, die sich nach vorne überstürzen lassen. Beim Betrieb werden zuerst Sand und Zement eingebracht und trocken gemischt, worauf das Steinmaterial und das nötige Wasser zugesetzt wird. Das Entleeren der Mischung geschieht durch Drehen der Mischtrommel von Hand in untergestellte Rollwagen (Muldenkippwagen).

Die Firma liefert diese Maschinen in zwei Grössen, No. 1 für 180 bis 210 Liter und N:o 2 für 300 bis 350 Liter Inhalt, sowie fahrbar oder stationär. Dieselben sind für den Maschinenbetrieb mit einer Riemenscheibe von 1,50 m Durchmesser versehen, während die in der Figur angedeutete Kurbeleinrichtung für Handbetrieb nicht mehr geliefert wird. Die Preise betrugen im Jahre 1902 für:

No. 1, fahrbar,	Leistg.	6-8	cbm pro Stunde,	Kraftbedarf	6-8	PS	Mk.	2500
„ 1, stationär	„	6-8	„ „ „	„	6-8	„	„	2300
„ 2, fahrbar	„	10-12	„ „ „	„	10-12	„	„	2900
„ 2, stationär	„	10-12	„ „ „	„	10-12	„	„	2700

Taf. 19, Fig. 18. Kontinuierliche Betonmischmaschine von Bünger & Leyrer, bestehend aus einer horizontalen, muldenförmigen Mörtelmischmaschine von ca. 3 m Länge und einer zylindrischen Betontrommel von etwa 4 m Länge, nebst Transmission für Maschinenbetrieb. Die Mörtelmaschine ist von der früher beschriebenen Art (Taf. 19, Fig. 6); dieselbe steht hier auf einer oberen Plattform so hoch, dass der darin bereitete Mörtel durch den angebrachten Trichter beständig in die untenstehende Betontrommel abfliessen kann, wobei der nötige Steinschlag (oder Kies) gleichzeitig in den Trichter aufgegeben wird. Die Trommel ist auf Rollböcken gelagert und im Innern mit an der Mantelfläche befestigten Schaufeln (Mischwinkeln) versehen. Dieselbe erhält durch Zahnradübersetzung von der Transmission eine drehende Bewegung, wodurch das eingeführte Material von den Mischwinkeln mit hoch genommen und in einer gewissen Höhe wieder fallen gelassen wird. Das Material überstürzt sich daher beständig und erfährt dadurch eine gründliche Mischung. Infolge der geneigten Lage der Trommel wird das Material allmählich dem unteren Ende zugeführt und kann hier fortwährend, entweder in untergestellte Transportgefässe oder unmittelbar in die Fundamentgrube ausfliessen. Wenn es sich darum handelt, Beton nur aus Zement und Kies oder Kleinschlag zu mischen, so kann dazu die zylindrische Betontrommel für sich allein — ohne Mörtelmaschine — genügen.

Die Leistungsfähigkeit der Maschine beträgt je nach der Art des Betons etwa 12—14 cbm pro Stunde und ist der Preis der kompletten Anlage, mit Mörtelmaschine, Betontrommel, Trichter und Triebwerk, jedoch ausschliesslich Gerüst und Treibriemen 1650 Mk., während die Trommel allein mit Trichter und Triebwerk 900 Mk. kostet. Diese Vorrichtung ist vielfach zur Anwendung gekommen (u. a. bei den neuen Hafenbauten in Bremen) und hat sich überall gut bewährt (HZ. 1889).

„ „ Fig. 19—19_b. Kontinuierliche Betonbereitungs-Anlage mit zwei zylindrischen Mischtrommeln, angewendet beim Bau der Schleusen des Ihle-Kanals usw. Die beiden Trommeln, von denen die obere A zum Mischen des Mörtels und die untere B zu jenem des Betons diente, hatten 0,94 m Weite, 3,77 m Länge, und waren aus gespundeten Bohlen von 5,2 cm Dicke zusammengefügt, die mittels eiserner Bänder zusammengehalten wurden. Dieselben waren mit einer Neigung von 1 : 12 gegen den Horizont aufgestellt und ruhten an den Enden auf Rollböcken (Fig. 19_b), während sie für den Antrieb am oberen Ende einen zum Zahnrad gebildeten Reifen (Zahnkranz) hatten, welche Zahnräder mit dem in Fig. 19_a ersichtlichen gemeinsamen Triebwerk in Verbindung standen. Zur Beförderung des Mischens waren

Digitized by Google

an den Wänden der Trommeln 30 Mischwinkel (Fig. 19_b) von ca. 250 mm Länge in drei doppelten spiralförmigen Reihen befestigt.

Der Arbeitsgang bestand darin, dass in den Trichter der oberen Trommel in bestimmten Zeitintervallen Zement und Sand in bestimmtem Verhältnis eingeworfen und das zum Anfeuchten nötige Wasser mittels eines durchlöcherten Rohres zugeführt wurde, das von einem Bottich kommend durch das untere Ende in die Trommel A eingeführt, und behufs Regelung der Wasserzufuhr mit einem Hahn versehen war. Zum Abmessen von Zement und Sand (1 : 3) dienten Holzkästen von bezw. 5 und 15 Liter Inhalt. Es hat sich gezeigt, dass schon eine gleichmässige Mischung gebildet war, wenn die Masse $^1/_3$ der Trommellänge durchgelaufen. Der aus dieser Trommel fliessende Mörtel gelangte durch einen Trichter unmittelbar in die untere Trommel, wobei in diesen Trichter gleichzeitig die nötige Menge Steinmaterial zugeschüttet wurde. Der am unteren Ende dieser Trommel abfliessende Beton wurde in einer nach zwei Seiten mündenden Rinne aufgefangen und durch untergestellte Schubkarren verführt. Der Apparat wurde durch eine 6 pferdige Lokomobile getrieben und lieferte bei einer Geschwindigkeit von 6 Umdrehungen in der Minute bei regelmässigem Gang 6 bis 9 cbm Beton in der Stunde (HZ. 1876—ÖZ. 1865).

Taf. 19, Fig. 20—20_a. Kontinuierliche Betonbereitugs-Anlage mit nur einer Trommel. Eine solche Anlage wurde beim Bau der Strassenbrücke über die Norder-Elbe in Hamburg benutzt, von wo dann derselbe Apparat zum Molenbau in Hangö erworben wurde. Von der vorigen unterscheidet sich diese Anlage dadurch, dass hier unter Weglassung der oberen (Mörtelbereitungs-) Trommel die sämtlichen Bestandteile des Betons zugleich in den Trichter der Betonmischungs-Trommel geschüttet werden. Es ist dies ein Verfahren welches aufgrund der früher angeführten Erfahrung über die gute Mischungsleistung dieser Trommeln, wenigstens für solche Fälle, wo nicht ein Beton von besonders guter Beschaffenheit erforderlich ist, als genügend angesehen werden kann. Die Trommel hatte hier 0,9 m Durchmesser und 5,5 m Länge. Um schon im Trichter ein teilweises Vermengen der trockenen Bestandteile zu erreichen, erhielt derselbe die in Fig. 20 skizzierte Anordnung, wonach dessen Gefäss durch vertikale, mit Schützen A, B, C, D verschliessbare Wände in vier seitliche Fächer abgeteilt war, welche regelmässig mit den Bestandteilen des Betons in bestimmten Verhältnissen gefüllt und gleichzeitig nach je 40 Sekunden entleert wurden. Durch das mit einem Hahn verschliessbare, seiherartige Rohr *W*, wurde das nötige Wasser in feinen Strahlen in die Trommel eingespritzt. Das Aufziehen der Schützen geschah wie in Fig. 20 angedeutet, mittels Hebeln. Von den 4 Fächern wurden in Hangö zwei mit Zement gefüllt. Bei Trassbeton wird das eine Fach für Trass und das andere für Kalk benutzt.

Beim Austritt aus der Trommel fiel in Hangö der Beton über eine drehbare Klappe *a b* (Fig. 20_a) in einen Kippwagen, nach dessen Füllung die Klappe in die Stellung a_1 b_1, zur Füllung eines auf der anderen Seite bereitstehenden Kippwagen umgelegt wurde. In Hamburg geschah die Entleerung der Trommel über Wasser in darunter gestellte Schuten (ZfB. 1890).

Die in Fig. 18—20 beschriebenen Betonmischer haben den Nachteil, dass sie zur Vermeidung schlechter Mischungen eine grössere Achtsamheit erfordern und daher deren Bedienung nur besonders zuverlässigen Arbeitern anvertraut werden kann. Bei den folgenden Einrichtungen ist dies weniger der Fall, da dabei die Verteilung und Zuführung der Materialien zur Mischtrommel mehr oder weniger eine selbsttätige ist.

Taf. 20, Fig. 1—1_a, Kontinuierliche Betonbereitungs-Anlage beim Molenbau in Newhaven, bestehend aus zwei oberen Zellenrädern *a* und *b*, einer unteren grösseren Zellenscheibe *c*, einer archimedischen Schnecke *o* und

Digitized by Google

zwei Mischtrommeln *i* und *k*, welche sämtlich durch ein Zahnradsystem mittels Dampfmaschine in Bewegung gehalten werden. Das Zellenrad *a* nimmt den Sand und das Zellenrad *b* den Kies auf, und verhalten sich die Zellen des ersteren der Grösse nach zu jenen des letzteren, wie das angenommene Mischungsverhältnis von Sand und Kies (im vorliegenden Falle 2 : 5). Die Zellenräder haben keinen Boden, sondern nur Seitenwände und Trennungsspeichen, und drehen sich frei über dem oberen Boden.

Zwei Arbeiter schaufeln nun, während sich die Zellenräder mit einer Geschwindigkeit von 3 Minuten pro Umdrehung bewegen, die Zellen derselben voll, und ein darüber befindliches festes Streichbrett streicht das überflüssige Material ab, während das eingefüllte Material durch die Zellenräder über die grosse Scheibe *c* gebracht und in diese entleert wird. Unmittelbar unter dem oberen Boden befindet sich zwischen den beiden Zellenrädern die archimedische Schnecke, welche den vorne bei *o* in den Trichter eingeschütteten Zement in dem Verhältnisse der Scheibe *c* zuführt, als für die Mischung mit dem Sand und Steinmaterial erforderlich ist. Die Rührer *e* bringen schliesslich das Material über die Öffnung *z* im festen Boden der Scheibe *c*, von wo es durch den Trichter *f* und die Rinnen *g* und *h* in die Mischtrommeln *i* und *k* gelangt. Die letzteren sind behufs Bewegung mit Zahnkränzen versehen, die durch ein gemeinsames Zahnrad betrieben werden. Durch ein Rohr *l* wird dem Trichter *f* das erforderliche Wasser zugeführt.

Die über den Zellenrädern und der Scheibe *c* aufgestellten konischen Mäntel sind Schutzmäntel aus Blech, gegen das Eindringen der Materialien in die mittleren Teile der Räder (ZfB. 1884, S. 31—GC. 1888, Tome XIII, S. 372).

Taf. 20, Fig. 2. Fahrbare Betonbereitungs-Anlage beim Molenbau im Newhaven. Diese gleichzeitig mit der vorigen um die Mitte der achziger Jahre benutzte Vorrichtung bezweckte die Beschleunigung der Ausführung der grossartigen, ganz aus Beton hergestellten Mole, zu welchem Zwecke dieselbe fahrbar angeordnet war, um auf dem fertigen Teil der Mole im Verhältnis zur Verlängerung derselben nach dem Ende zu verschoben werden zu können. Die auf zwei Rollwagen aufgestellte Anlage war an den für die Zufuhr des Zements dienenden Eisenbahnwagen *A* angeschlossen und bestand aus einer Schnecken-Mörtelmischmaschine *B*, von welcher sich der Mörtel in den Trichter *C* der Mischtrommel *D* entleerte, während gleichzeitig das Steinmaterial aus dem Behälter *E* durch einen Elevator (Becherwerk) in bestimmtem Verhältnis zum Trichter emporgehoben wurde. Die Vorrichtung hatte eine sehr grosse Leistungsfähigkeit (GC. 1868, II. Tome XIII, S. 372).

„ „ Fig. 3. Betonwerk, angewendet bei der Ausführung einer Kaimauer am Vorhafen der Schleusen zu Holtenau am Nord-Ostsee-Kanale (Mitte der neunziger Jahre). Hier wurde für die Bereitung des Trass-Mörtels eine muldenförmige Mörtelmischungsmaschine *A* von der früher besprochenen Art (Taf. 19, Fig. 6) verwendet. Der von derselben abfliessende Mörtel fiel in ein grösseres Gefäss *B*, aus welchem er durch ein Becherwerk gehoben und dem Trichter der Mischtrommel *C* zugeführt wurde. Der Trichter war zu beiden Seiten des Becherwerkes mit durch Schützen *D* verschliessbaren Abteilungen versehen, welche zur Aufnahme des gesiebten und gewaschenen, in Kippwagen *E* zugeführten Kieses, bezw. Steinschlages, dienten. Von diesen zwei Abteilungen wurde immer die eine durch die Schützenöffnung entleert und die andere gleichzeitig gefüllt. Dabei stand zur Erzielung einer gleichmässigen Mischung das Becherwerk durch Schnurscheiben mit einem Läutewerk in Verbindung, welches nach einer bestimmten Anzahl von Becherentleerungen ein Zeichen gab, worauf die Schütze einer vollen Abteilung geöffnet und dieselbe bis zum nächsten Zeichen gleichmässig entleert wurde. Das Becherwerk stand überdies mit einem Zähl-

Digitized by Google

werk mit Zifferblatt *F* in Verbindung, bei dem eine Umdrehung des Zeigers der Anzahl der Becherentleerungen (hier 17) entsprach, zu welcher eine Abteilung voll Kies gehörte.

Die Entleerung der Mischtrommel geschah in Kippwagen *G*, in der Art, dass bei vollbrachter Füllung eines Wagens eine vor der Öffnung der Trommel lose aufgehängte Blechtafel *H* von einem Arbeiter mittels einer Schaufel so lange angedrückt und der Ausfluss verhindert wurde, bis der volle Wagen entfernt und ein leerer vorgeschoben wurde. Die erforderliche Betriebskraft betrug 25 PS und die Anzahl der bei der Anlage erforderlichen Arbeiter (ausschliesslich Zu- und Abfuhr der Materialien) 8 Mann. Die durchschnittliche tägliche Leistung betrug bei 11 $^1/_2$ ständiger Arbeit 350 cbm und die grösste Tagesleistung 475 cbm Beton (ZfB. 1897, S. 579).

Taf. 20, Fig. 4. Fallwerk zur Betonbereitung, angewendet bei der Gründung der Brücke über die Maas in Rotterdam. Die Einrichtung besteht aus einem hölzernen Schacht von ca. 1 m im Geviert und mindestens 4 m Höhe, mit im Zickzack eingelegten schiefen Traufbrettern *c* und *c*, an denen die oben eingeschütteten Massen vorbei gleiten, und dabei wiederholt umgeworfen werden (AB. 1868).

Am besten ist es den Schacht bei *A* durch eine in Scharnieren hängende Klappe zu schliessen, auf der immer zuerst die jedesmaligen Mengen zusammengestürzt, und dann durch Lösung der Klappe niedergelassen werden. Unten bei *B* wird der Schacht durch einen Schieber geschlossen, bis derselbe ganz gefüllt ist, worauf der Schieber nur in dem Masse geöffnet wird, dass der Schacht immer ganz gefüllt verbleibt. Durch den hierdurch ausgeübten Druck gewinnt der Beton an Güte.

Derartige Fallwerke wurden auch bei anderen grösseren Bauwerken verwendet, wie z. B. beim Bau der Lechbrücke bei Kuilenburg usw. Bei den Hafenbauten in Havre wurde hierfür ein zylindrisches Blechrohr von 0,5 m Weite und 4,7 m Höhe benutzt, welches im Innern in Abständen von ca. 80 mm Rundeisen enthielt, so das jedes derselben unter einem Winkel von 45° gegen das folgende versetzt war (Rž. S. 5).

Die Fallwerke haben den Vorteil, dass sie billig herzustellen und sehr leistungsfähig sind, liefern aber kein zuverlässiges Gemenge und sind daher nur dort zu empfehlen, wo es sich um grössere Betonmengen handelt, die nicht von vorzüglicher Beschaffenheit zu sein brauchen (z. B. zum Füllen von Caissons usw.). Auch sind sie nur dort mit Vorteil zu verwenden, wo die Materialien nicht erst besonders zum Schachte emporgehoben zu werden brauchen.

5. Versenkung des Betons im Wasser.

Um beim Versenken des Betons im Wasser ein Auswaschen der Masse möglichst zu vermeiden, werden besondere Apparate und Methoden benutzt, welche bezwecken, die Masse mit dem Wasser möglichst wenig in Berührung kommen zu lassen. Diese Apparate sind die Betontrichter, Betonkasten, Betonsäcke und Taucherschächte.

Ein von den gewöhnlichen Betonierungsmethoden abweichendes Verfahren zur Herstellung von Betonbettungen unter Wasser wurde bereits in den sechziger Jahren von W. Kinipple eingeführt, welches darin besteht, dass zunächst Steinschlag und Sand gemischt versenkt, und dann der zu einem steifen Brei ange-

Digitized by Google

machte Zement mittels eiserner, durch Taucher angesetzter Standrohre zugeführt wird. Werden dabei die Standrohre in entsprechend kurzen Entfernungen immer wieder eingesetzt, so durchdringt der Zement die Hohlräume der Schüttung und verdrängt von dort das Wasser. Hierdurch soll ein Auswaschen des Betons, wie selbes beim gewöhnlichen Verfahren mehr oder weniger immer vorkommt, vermieden werden (DB. 1894). Dies erscheint aber ziemlich zweifelhaft, indem hier der Zement durch seine feine Verteilung in die Hohlräume mit dem Wasser viel mehr in Berührung kommt als bei den gebräuchlichen Verfahren, ganz abgesehen davon, dass für die wirkliche Ausfüllung aller Hohlräume keine Sicherheit vorhanden ist. Wenn es sich daher um Betonbettungen von zuverlässiger Güte handelt, dürfte dieses Verfahren weniger zu empfehlen sein. Dies gilt auch von dem ähnlichen Verfahren von Neukirch, wobei der natürliche feuchte Schottergrund durch Einpressen von trockenem Zement in Beton verwandelt wird.

Ein weiteres derartiges Verfahren, welches in neuerer Zeit in Amerika vielfach zur Anwendung gekommen ist und z. B. auch beim Bau der Hafenbahn in Helsingfors mit Vorteil benutzt wurde, besteht darin, dass nur reines Steinmaterial versenkt, und diesem mittels Standrohren der Zementmörtel zugeführt wird. In Helsingfors wurden auf diese Weise gewöhnliche Steinschüttungen in Steinkisten behandelt, wobei die am oberen Ende mit einem Trichter versehenen eisernen Rohre während der Ausführung der Steinschüttung in grösserer Anzahl eingesetzt wurden.

Von eigentümlicher Art ist das bei einigen grösseren Ausführungen in England mit gutem Erfolg angewendete Monolith-System von Kinipple, welches darin besteht, dass zur Erzielung möglichster Kostenersparung die kostspieligen und zeitraubenden Einrichtungen, welche den Beton gegen Auswaschung schützen sollen, dadurch umgangen werden, dass der mit möglichst wenig Wasser angemengte Beton nicht sofort nach seiner Zubereitung versenkt wird, sondern erst nachdem derselbe angefangen hat abzubinden, so dass derselbe dann ohne Gefahr des Ausspülens, in vielen Fällen sogar frei durchs Wasser, geschüttet werden kann. Der so geschüttete Beton wird dann bis zur genügenden Erhärtung an der Aussenfläche gegen die Wasserangriffe durch Segeltuch oder andere Umhüllungen geschützt. In Greenock wurde für den Kern der Hafendämme Beton aus 1 Teil Zement und 6 Teilen Sand und Schotter, für die Aussenteile 3 Teile Zement und 7 Teile Sand und Schotter verwendet. Die erstere Mischung liess man bis zu 5 Stunden und die letztere 3 Stunden vor der Versenkung abbinden (CBl. 1888, S. 196).

Das Anfahren des Betons von den Mischapparaten zu den Versenkungsvorrichtungen geschieht am besten auf Gleisen mittels Muldenkippwagen (Textfig. 66—66_a—Taf. 19, Fig. 20_a—Taf. 20, Fig. 3), doch werden dazu auch ge-

Digitized by Google

wöhnliche Schubkarren benutzt (Taf. 19, Fig. 19—Taf. 20, Fig. 9_a), sowie vier- und dreirädrige Rollwagen ohne Gleise, die entweder gleichfalls gekippt oder durch eine Seitenklappe entleert werden (ZfB. 1881—1882).

a. Betontrichter.

Die Betontrichter bestehen aus hölzernen oder eisernen Röhren, die von der Stelle wo der Beton angeschüttet werden soll bis über die Wasserfläche geführt sind, und die mit Beton gefüllt, denselben unter allmählicher Verschiebung unten ausfliessen lassen, während sie oben im gleichen Verhältnis nachgefüllt werden. Die hölzernen Trichter bestehen aus Bohlen und die eisernen aus Blechtrommeln von etwa 2 mm Dicke und $0{,}5$ bis 2 m Höhe. Die für jede neue Betonschicht erforderliche Hebung des unteren Trichterendes wird entweder durch Hebung des ganzen Trichters oder durch Verkürzung desselben erreicht. Letzteres Verfahren ist bei den eisernen Trichtern üblich, und geschieht durch jeweiliges Ausschalten einer Blechtrommel vom obern oder vom untern Ende. Der am obern Ende angebrachte Einfülltrichter ist rund oder viereckig; letzteres erscheint namentlich für das Füllen mittels Kippwagen zweckmässiger.

Dadurch dass der Trichter ständig gefüllt gehalten wird, kommt die Masse ausser an der Mündung mit dem Wasser nicht in Berührung. Damit die Masse auch beim ersten Füllen des Trichters nicht ausgewaschen werde, kann dies entweder mit einem kleinen Betonkasten oder Betonsack geschehen, oder kann hierzu ein zweiter schmälerer Trichter verwendet werden, der mit einer beweglichen Bodenklappe versehen ist, und bei geschlossener Klappe gefüllt im grossen Trichter niedergesenkt und nach Öffnung der Klappe mittels Zugleine unter fortwährendem Nachfüllen emporgezogen wird.

Zur Vermeidung des Festsetzens der Betonmasse im Trichter sollen die Wände desselben möglichst glatt und parallel, oder nach unten etwas erweitert sein (mit einem Anlauf von etwa $^1/_{50}$ bis $^1/_{10}$). Aus dem gleichen Grunde sollte der Querschnitt nicht kleiner als mit etwa $0{,}5$ m Seitenlänge angenommen werden. Die Schüttung geschieht in Schichten von etwa $0{,}5$ bis $1{,}0$ m Höhe, von denen jede aus Streifen zusammengesetzt ist, welche beim Verchieben des Trichters entstehen. Zur Erreichung eines homogenen Bettes ist es angezeigt, diese Streifen in den auf einander folgenden Schichten der Quere und der Länge nach abwechseln zu lassen, oder wenn dies wegen zu schmaler Baugrube nicht durchzuführen ist, die Fugen der einen Schichte durch die Streifen der folgenden decken zu lassen. Auch dürfen bei der Schüttung keine längeren Pausen entstehen, weshalb die Arbeit wenn nötig auch über Nacht fortzusetzen ist. Letzteres braucht jedoch nur in dem Masse zu geschehen, als es zur Verhinderung der Erhärtung des Betons im Trichter erforderlich ist.

Digitized by Google

Die Betontrichter haben den Vorteil, dass durch den Betonpfeiler im Trichterrohr die Schüttung komprimiert wird und daher an Festigkeit gewinnt, dieselben sind aber schwerfällig, und daher namentlich bei sehr grossen Tiefen schwer zu gebrauchen.

Taf. 20, Fig. $5-5_3$. Betontrichter bei der Pfeilergründung der Weichselbrücke bei Thorn. Derselbe bestand aus Bohlen, die durch Rahmen zusammengehalten waren und hing an einem Laufkran, der für die Bewegung in der einen Richtung aus zwei mit Laufrollen versehenen armierten Balken und zur Verschiebung in der anderen Richtung aus einem Rollwagen bestand. Neben der unteren Mündung befanden sich zwei Walzen, behufs Komprimierung und Glättung der Schüttung. Solche Walzen sind jedoch gegenwärtig nicht mehr üblich. Zwei Wände des Trichters waren von oben nach unten auseinandergehend, während die anderen zwei parallel verliefen. Die Fortbewegung des Trichters geschah durch Winden, wobei derselbe tiefer unten durch Zugleinen gefasst und oben durch Brechstangen als Hebel vorwärts geschoben wurde. Statt Winden werden zuweilen auch Flaschenzüge benutzt. Auch die Bewegung des grossen Wagens geschah durch Hebel. Die Schüttung des 2,82 m dicken Betonbettes geschah in vier Lagen von je 0,7 m Dicke (ZfB. 1876).

Bei der in gleicher Weise gegründeten Lahnbrücke bei Wetzlar wurde ein solcher hölzerner Betontrichter mit nach beiden Seiten auseinander gehenden Wänden benutzt und hatte derselbe bei 6 m Länge oben eine Weite von 0,4 × 0,4 m und unten eine solche von 0,6 × 0,6 m. Der Einfülltrichter hatte oben eine Weite von 0,9 × 0,9 m (ZfB. 1880, Bl. 41).

„ „ Fig. 6. Betonierung der Pfeilerfundamente bei der Loire-Brücke der Eisenbahn Blois-Romarantin, mittels Betontrichter, bestehend aus 4 Bohlen von je 0,4 m Breite. Derselbe war behufs bequemer Veränderung der Höhenlage an einer mit Laufrädern versehenen Winde pendelnd aufgehängt, und wurde mittels Zugleine vorwärts bewegt (NA. 1885, S. 127).

„ „ Fig. 7—8. Betontrichter in Form von aufgehängten eisernen Rohren, angewendet bei der Gründung der Schleusen-Anlage in Nussdorf bei Wien. Der Apparat Fig. 7, bestehend aus einen Gasrohr von 15 cm Weite, wurde zur Nachbetonierung einzelner fehlerhafter Stellen der mit grossen Trichtern (Fig. $12-12_1$) ausgeführten Bettung der Schleusenkammer benutzt, während der aus einem 50 cm Rohre bestehende Apparat Fig. 8 zur Betonierung des Sohlenanschlusses an das mittels Caissons gegründete Oberhaupt und anderer für die grossen Trichter unzugänglicher Stellen zur Anwendung kam. Dieses Rohr wurde durch eine Winde behufs Entleerung des Betons jeweilig gehoben. Dessen ursprüngliche Füllung geschah mittels des Rohres Fig. 7 (ÖZ. 1902, Taf. XIX),

„ „ Fig. $9-9_b$. Betontrichter, angewendet bei der Gründung der neuen Stadtschleuse in Bromberg. Derselbe bestand aus einem zylindrischen Blechrohr von 0,9 m Durchmesser und 11 m Länge, und war aus mehreren Trommeln zusammengesetzt, von denen immer vom oberen Ende eine ausgeschaltet wurde, wenn der Trichter für eine neue Betonschicht verkürzt werden sollte. Er hing an einem Wagen, welcher auf einem die ganze Baugrube überspannenden, in der Richtung der Schleusenachse beweglichen Laufkran *G* lief. Letzterer war aus vier hölzernen Fachwerkträgern zusammengesetzt, welche zu zweien gekuppelt in der Mitte den für die Bewegung des Trichters erforderlichen Raum frei liessen. Über dem Trichter und mit diesem beweglich erhob sich ein Gerüst *K* auf welchem 4 Handkurbelwinden *W* aufgestellt waren, von denen 4 Drahtseile nach dem untern Teil des Trichters gingen, um diesen zu heben, wenn nach Fertigstellung einer Betonschicht eine Trommel aus-

Digitized by Google

zuschalten war. An den Enden des Laufkrans befanden sich je zwei Winden W_1, durch die der Trichter mittels Drahtseilen längs des Laufkrans bewegt wurde. Am unteren Ende hatte der Trichter keine Walzen.

Die Versenkung des von Hand bereiteten Betons wurde auch des Nachts ohne Unterbrechung fortgesetzt, und in 24 Stunden 100 bis 160 cbm Beton versenkt. Da die Betonierung zum Teil bei Kälte bis zu — 4° R. ausgeführt werden musste, so wurde das Wasser mittels Dampfes bis zu 10 bis 30° erwärmt, mit welchem Wasser dann auch die gefrorenen Steine erwärmt wurden. Dadurch wurde eine Mörtelmischung von + 2° erhalten und hatte der Beton im Trichter noch + 1° R.

Der durch die grosse Höhe des Trichters ausgeübte Druck von etwa 2 kg/qcm bedingte es, dass eine Betonbettung von recht guter Festigkeit erhalten wurde. Der hohe Druck hatte auch den Vorteil, dass der frische Beton breiartig seitwärts auswich, sodass beim Weiterschieben des Trichters nicht etwa, wie es der Trichter-Betonierung als Nachteil angerechnet zu werden, und bei kleiner Höhe und kleinem Querschnitt des Trichters auch vorzukommen pflegt, ein Hinabrollen der untersten Teile des Trichterinhaltes auf der jedesmaligen Böschung, sondern lediglich ein ganz allmähliches Vorschieben dieser Böschung stattfand, wobei ein Auswaschen des Zements nicht eintrat. Dabei wurde der bei jeder Betonierung auftretende Zementschlamm nicht überdeckt, sondern weitergeschoben (Fig. 9_b), wie dies daraus zu erkennen war, dass die Höhe der Schlammlage mit fortschreitender Betonierung stets zunahm und am Ende der Baugrube über 0,5 m Höhe erreichte, sodass er dann mit Schleppbaggern entfernt werden konnte (ZfB. 1889, S. 514).

Taf. 20, Fig. $10-10_b$. Betonierung der Fundamente einer Ufermauer in Holtenau (Nord-Ostsee-Kanal). Die Versenkung des Betons geschah hier mittels einer aus drei neben einander hängenden Trichtern bestehenden Schüttvorrichtung, die auf einem Wagen ruhend in der Längsrichtung der Mauer verschoben wurde. Die bei Beginn der Schüttung rd. 12 m langen Trichter waren aus kegelförmigen, mit Flanschen und Bolzen verbundenen Blechringen zusammengesetzt, von denen die beiden untersten 1 m und die folgenden 0,7 m hoch waren, während der oberste etwa 3,5 m hohe Teil aus einem Stück bestand. Die obere Öffnung des Einfülltrichters hatte einen lichten Durchmesser von 0,8 m. Um mit der untern Mündung einen möglichst breiten Streifen der Schüttfläche bestreichen zu können, erhielt die Wandung einen Anzug von $^1/_{20}$. Die Verkürzung der Trichter nach vollbrachter Schüttung einer Schicht geschah durch Abnahme des untersten Ringes durch einen Taucher.

Die kegelförmige Erweiterung der Trichter erwies sich bei der Schüttung des zum untern Teil des Betonkörpers verwendeten Trassbetons von der Zusammensetzung 9 Raumteile Grand auf 5 Teile Trassmörtel (1 Trass $^2/_3$ Kalk und 1 Sand) als recht vorteilhaft, indem ein sehr gleichmässiges Ablaufen der Trichterfüllung erzielt wurde, und auch insofern, als die Füllung, wenn sie während der Nachtstunden gestanden hatte, sich doch beim Wiederbeginn der Arbeit am Morgen ohne weiteres gleichmässig absenkte. Dagegen zeigte sich bei der Verwendung von mit Zementmörtel (1 : 3) hergestelltem Beton, wie er für den obern Teil des Fundaments vorgesehen war, der Nachteil, dass die absinkende Betonmasse sich von der Innenwand des Trichters löste, worauf dann von unten Wasser durch die so entstandene Fuge in den Trichter aufstieg, den Beton ausspülte und aufweichte und dadurch zum plötzlichen Ablaufen brachte. Dieser ausser vom schnellen Abbinden des Mörtels wohl auch von der starken Erweiterung der Trichterwand bedingte Übelstand war beseitigt, als dem Mörtel hydraulischer Kalk zugesetzt und derselbe in der Mischung 1 Zement, $^1/_2$ Kalk und 4 Sand hergestellt wurde. Über Nacht durfte jedoch auch der so hergestellte Beton nicht im Trichter stehen bleiben, sondern wurden am

Digitized by Google

Schlusse jeder Tagesschicht die Trichter mit Trassbeton gefüllt. Das ursprüngliche Füllen der Trichter geschah mittels Senkkasten. Für die Zufuhr des Betons befanden sich zu beiden Seiten der Kaimauer schmalspurige Gleise, von denen das eine für die Zufuhr und das andere für die Abfuhr der leeren Wagen diente, und die durch Drehscheiben mit einander in Verbindung standen (ZfB. 1889, S. 514, B. 71).

Taf. 20, Fig. 11—11_b. Betongründung der Schleuse am Mühlendamm in Berlin. Für die Ausführung dieser 4000 cbm Beton umfassenden Gründung kamen 3 Trichter zur Anwendung. Dieselben hingen auf Karren, die auf einem Quergleise unabhängig von einander bewegt werden konnten. Diese Bewegung wurde durch eine Kette erzielt, die zu zwei an den Enden des Laufgerüstes stehenden Winden *W* geführt waren, und den jeweilig zu bewegenden Trichterkarren mit sich nahmen, sobald dessen kurze Anhängeketten mit der Hauptkette durch Einhaken verbunden wurden (CBl. 1895, S. 314).

„ „ Fig. 12—12_i. Betonierung der Fundamente bei der Donaukanal-Schleuse in Nussdorf bei Wien (ausgeführt 1898). Bei dieser auf Schotter- und Sandboden und darunter befindlichem Tegel gegründeten Schleuse von 85 m nutzbarer Länge und 15 m Weite wurden die beiden Häupter mittels Caissons gegründet, während der mittlere Teil von 74,9 m Länge und 28,8 m Breite, somit von 2157 qm Grundfläche, ein Betonbett erhielt, welches in 3 Schichten ausgeführt wurde, die in der Mitte von unten nach oben eine Dicke von 0,85 m, 1,60 m und 1,20 m, also eine Gesamtdicke von 3,65 m und an den Seiten eine solche von ca. 3,3 m erhielten. Die Ausführung geschah mit Anwendung von 6 Trichtern, die von zwei die ganze Baugrube der Breite nach überspannenden Laufkranen von 29,28 m Länge getragen wurden. Dieselben waren ausser an den Enden, wo die die Baugrube umschliessenden Pfahlwände eine Stütze erboten, auch noch an zwei Zwischenpunkten gestützt, wo auf $^1/_3$ der Breite zwei Pfahlreihen mit Holmen angeordnet waren. An jedem dieser Stützpunkte waren die Laufkrane mit je zwei Rädern von 2,5 m Achsenstand für die Bewegung in der Längsrichtung der Baugrube versehen (Fig. 12—12_a). In jeder dieser drei Abteilungen des Krans befand sich ein Trichter, der auf einem Rollwagen hängend die ganze Abteilung der Breite nach bestreichen konnte. Zu dem Zwecke ruhte der Rollwagen auf einem Quergleise, das von zwei verdübelten Holzträgern getragen wurde. Ausser diesen zwei massiven Trägern waren an den Seiten noch je zwei hölzerne Fachwerkträger für die beiderseitigen Gleise für die Zufuhr des Betons zu den Trichtern angeordnet (Fig. 12_b—12_c).

Die Trichter bestanden aus zusammengeschraubten schmiedeisernen Rohrstücken von 1 m, 1,2 m und 2 m Länge und 75 cm Weite. Das obere Ende war mit einem Fülltrichter von 1,85 m Durchmesser und 0,95 m Höhe versehen. Die Rohrlänge betrug bei der Betonierung der untersten Schichte 10,4 m in den Seitenfeldern und 10,8 m in dem mittleren Felde, sodass die Höhe der Betonsäule bei gefülltem Aufsatztrichter 11,35 m, bezw. 11,75 m betrug. Für die erste Füllung der Trichter kamen drei zylindrische Senkkasten von 0,5 m Durchmesser und 1,75 m Höhe zur Anwendung. Jeder derselben schüttete unter dem ihm zugehörigen Trichter einen Betonkegel und füllte hierauf das Trichterrohr bis zum Wasserspiegel. Nachdem sämtliche drei Trichter gefüllt waren (welche Füllung einen Zeitraum von 3 $^1/_2$ Stunden erforderte) wurden die durch Ketten zwangläufig mit einander verbundenen Trichter durch je eine an den Enden des Laufkrans angebrachte Winde *W* in Bewegung gesetzt. Da jeder der drei Trichter samt Füllung ein Gewicht von etwa 13,6 t hatte, daher das zu ziehende Gesamtgewicht etwa 40 t betrug, so war hierfür eine Zugkraft von 3000 bis 4000 kg erforderlich. Diese Zugkraft wurde vermittels eines sechsfachen Rollenzuges auf etwa 700 kg herabgemindert, welche von

Digitized by Google

zwei Mann mit Leichtigkeit an einer Winde geleistet werden konnten (Fig. 12_d —12_e). Das Gewicht des Laufkrans mitsamt den gefüllten Trichtern betrug 64 t, dem für die Bewegung in der Längsrichtung ein Widerstand von ca. 7000 kg entsprach. Dieser Widerstand wurde durch vier Zahnstangengewinde überwunden, welche sich gegen Holzklötze stemmten, die entsprechend Fig. 12_f mit Klammern an den Holmen befestigt waren (ÖZ. 1902).

Taf. 21, Fig. 1. Teleskopartiger Trichter, wobei der untere Teil des Rohres über den oberen verschiebbar ist und dadurch eine Veränderung der Rohrlänge entsprechend der jeweiligen Schichtenhöhe der Betonbettung ermöglicht. Bei dieser Anordnung — angewendet bei der Gründung der neuen Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Longeville (Metz) — wird der untere Stutzen durch zwei Holzwellen hochgezogen (ZfB. 1903, S. 324, Bl. 44). Die Firma Bünger & Leyrer in Düsseldorf liefert solche Trichter (wobei der untere Teil des Rohres am Trichterwagen mittels Flaschenzügen aufgehängt ist) mit einem Rohr von 700 mm Durchmesser und 6 m Länge, einschliesslich Oberwagen zum Preise von 575 Mk.

„ „ Fig. 2. Betontrichter mit schief begrenzter Mündung, angewendet beim Bau der Hafenanlage der Königl. Porzellan-Manufaktur in Charlottenburg, wobei der mit der Trichterschüttung verbundene Nachteil, dass der von der Trichtermündung austretende Beton beim Abrutschen an der Böschung der gebildeten Schicht mehr oder weniger abgespült wird, dadurch vermieden wurde, dass der Trichter eine über die ganze Baugrube reichende Breite und eine schiefe Mündung erhielt, welche an die Betonschicht vorne angelegt und im Verhältnis des Ausfliessens der Masse vorwärts geschoben wurde.

Bei dieser Gelegenheit möge noch das folgende ähnliche Betonierungsverfahren erwähnt werden.

„ „ Fig. 3. Ausführung eines Betonwehres über den Egerfluss bei Karlsbad. Das aus einer Betonschüttung zwischen zwei Spundwänden bestehende Wehr (vergl. „Wasserbau" I. Teil 2. Aufl. Taf. 3, Fig. 33) wurde in der Art hergestellt, dass auf den über Wasser befindlichen Zwingen der Spundwände ein Gleis angebracht wurde, auf dem eine 7 m lange Pritsche lief, die vorne mit einer die ganze Baugrube ausfüllenden vertikalen Wand versehen war. Sodann wurde ein Teil der Baugrube durch Ausfüllen des Raumes vor dieser Wand mittels Betontrichters bis über die Wasserfläche ausgefüllt und dann die Pritsche unter ständigem Nachfüllen und Stampfen des Betons allmählich zurückgezogen (ÖW. 1682, S. 179).

b. Betonkasten und Betonsäcke.

Betonkasten sind hölzerne oder eiserne Gefässe (aus Blech von etwa 3 bis 6 mm Dicke), die mit Beton gefüllt an Ketten, Tauen oder Drahtseilen hängend versenkt und entweder durch Umkippen oder besser durch Öffnen des Bodens entleert werden. Es ist zweckmässig grosse Kasten zu verwenden (etwa 0,75 bis 1,5 cbm fassend) da in denselben die Betonmasse mehr komprimiert wird und beim Entleeren mit dem Wasser weniger in Berührung kommt.

Betonsäcke sind Schläuche aus starker Leinwand, die am unteren Ende so zusammengebunden sind, dass sie unter Wasser geöffnet werden können, und die wie die Kasten mit Beton gefüllt versenkt und durch Öffnen des Bodens entleert werden. Behufs besseren Abschlusses des Betons vom Wasser empfiehlt es

Digitized by Google

sich hierbei geteerte Leinwand anzuwenden. Eine andere Art mittels Säcken unter Wasser zu betonieren besteht darin, dass der Beton in ganz geschlossenen Säcken, ohne entleert zu werden versenkt wird. Diese Säcke werden neben und über einander im Verband versenkt, und verbinden sich dann durch die durchsickernde Zementmasse zu einem Ganzen. Dieses Verfahren ist namentlich bei neueren Molenbauten in England viel zur Anwendung gekommen.

Die Betonkasten und Betonsäcke haben gegenüber den Betontrichtern den Vorteil leichterer Handhabung, die bei jeder Wassertiefe gleich bequem ist, und dass sie bei beschränktem Raum (wie z. B. zwischen Pfählen) bequemer anzuwenden sind, ergeben aber, da sie nicht in durchgehenden Schichten betonieren und den Beton auch nicht komprimieren, im allgemeinen eine Schüttung von geringerer Güte als bei der Trichterschüttung.

Da, bei oben offenen Kasten die Betonoberfläche bei der Bewegung durch das Wasser einem Abspülen durch die sich bildenden Wirbel ausgesetzt ist, so soll dies durch Bedecken mit einem Stück geteerter Leinwand vermieden werden. Dieselbe wird am besten auf der einen Längsseite am Kasten befestigt, und an den übrigen Rändern durch Gewichte beschwert.

In gewissen Fällen kann es erforderlich sein, bei Betonschüttungen mittels Kasten oder Säcken Taucher anzuwenden.

Taf. 21, Fig. 4. Betonkasten in Form eines einfachen hölzernen Kipptroges, verwendet bei den Hafenbauten in Nyksund in Schweden. Das Umkippen geschah mit Hilfe eines Flaschenzuges. Die Vorrichtung zeichnet sich zwar durch Einfachheit aus, bedingt aber durch das Kippen ein stärkeres Auswaschen des Betons als bei den übrigen Betonierungseinrichtungen (IFF. 1883).

„ „ Fig. 5—5_a. Keilförmiger eiserner Betonkasten, wie selber bei der Gründung der Leck-Brücke bei Kuilenburg benutzt wurde. Derselbe hatte 0,6 m Breite, Höhe und Länge. Die Entleerung geschah seitlich durch die in horizontalen Scharnieren bewegliche vertikale Wand, die durch einen mittels Zugleine ausrückbaren Riegel geschlossen gehalten wurde. Der Inhalt des Kastens betrug 0,108 cbm (Rž.).

„ „ Fig. 6. Kleiner Betonkasten, angewendet zur Betonierung an engen Stellen zwischen den Grundpfählen bei der Gründung der Baakenbrücke in Hamburg. Derselbe hatte nur eine Breite und Tiefe von 20 × 30 cm, eine grösste Höhe von 30 cm und einen Fassungsraum von nur 0,015 cbm. Bei diesem Kasten besteht der Boden aus einer um das Gelenk *b* drehbaren schiefen Klappe *a*, die beiderseits mit einem Stift *c* versehen ist und durch einen über den Stift greifenden Haken *d* in der Art geschlossen gehalten wird, dass der Haken an einer Stange *f* befestigt ist, womit der gefüllte Kasten von zwei Mann niedergesenkt wird. Bei Erreichung der Schüttstelle werden die Stangen um 90° nach aussen gedreht, wodurch die Stifte frei werden und der Kasten mit den Haken an den Oesen *g* gefasst und unter gleichzeitiger Entleerung emporgezogen wird (HZ. 1895, S. 288).

Bei einem früher bei den Zollanschlussbauten in Hamburg benutzten Betonkasten gleicher Art wurde die Klappe wie bei Fig. 8 durch einen Haken festgehalten, der mittels Zugleine ausgerückt wurde.

„ „ Fig. 7—7_a. Hölzerner Betonkasten, angewendet bei der Gründung der

Digitized by Google

Augusta-Brücke in Berlin. Der Boden dieses Kastens bestand aus zwei dachförmig gegen einander geneigten Klappen, die bei der Aufhängung des geschlossenen Kastens an zwei Hakenstangen *A A* gegen einander gedrückt wurden. Beim Aufsitzen des Kastens auf der Betonbettung wurden die Stangen ausgehakt, die oberhalb befindlichen Bügel mit den Haken erfasst und der Kasten unter Entleerung des Betons emporgezogen. Dieser Kasten hatte 0,3 m Breite und Höhe, 0,45 m Länge und einen Fassungsraum von 0,04 cbm. Das Versenken geschah aus freier Hand, wobei von 8 Mann täglich 12,2 bis 13,4 cbm Beton versenkt wurden (ZfB. 1870 — vergl. HZ. 1895, S. 286).

Taf. 21, Fig. 8. Hölzerner Betonkasten mit zwei Bodenklappen und Aufhängung mittels Seilen oder Ketten. Bei dieser am meisten angewendeten Anordnung des Betonkastens werden die hölzernen oder eisernen Klappen an beiden Enden mittels ausrückbarer Haken geschlossen gehalten. Der Kasten wird an zwei Seilen oder Ketten *a* hängend niedergelassen, worauf durch Anziehen der Zugleinen *c* die Haken ausgerückt und durch Emporziehen des Kastens derselbe entleert wird. Durch Anziehen der Leinen *b* werden die Klappen wieder geschlossen (Hdl.).

„ „ Fig. 9. Eiserner Betonkasten gleicher Anordnung wie der vorige, angewendet zum Betonieren des Hellings und der Trockendocks im Kriegshafen zu Kiel, usw. Die Wände und Bodenklappen bestanden aus Blech von 6 mm Dicke und waren an den Kanten und auch dazwischen durch Flacheisen von 60 × 6 mm verstärkt. Zum Festhalten der Bodenklappen, wurden bei denselben an den Enden statt runder Zapfen zwei gegen einander liegende Flacheisen angewendet, über welche die in der Figur ersichtliche, mit einem Ausrückhebel versehene Gabel niedergeschoben wurde. Gegenüber runden Zapfen haben solche Flacheisen den Vorteil, dass sie sich nicht wie erstere in die Gabel oder den Haken einbeissen und dadurch das Öffnen erschweren.

Dieser Kasten hatte 1,05 m Breite, 1,3 m Länge und 1,25 m Höhe in der Mitte und 0,95 m an den Seiten. Der Inhalt betrug 1 1/2 cbm. Das Versenken geschah mittels einer gewöhnlichen Winde mit einfachem Vorgelege, die von 4 Mann gehandhabt wurde. Die Windtrommel hatte 30 cm Durchmesser und war mit einer Bremse versehen, deren Scheibe 0,64 m Durchmesser und 5 cm Breite zwischen den Flanschen hatte. Das Gewicht des Kastens allein betrug 500 kg, das der Füllung 3400 kg und der pro Mann ausgeübte Kurbeldruck 32 kg, welcher Druck aber nur dann voll zur Geltung kam, wenn der Kasten aus irgend einem Grunde nicht zu öffnen war und mit der Füllung wieder gehoben werden musste (HZ. 1874, Bl. 608—AB. 1864).

„ „ Fig. 10 - 10_a. Betonkasten gleicher Anordnung wie der vorige, wobei der Ausrückhebel zum besseren Schutz gegen Beschädigung unter die obere Kante des Kastens verlegt ist (Bh.).

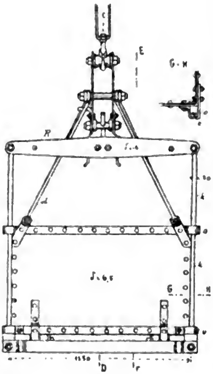
„ „ Fig. 11 — 11_a & Textfig. 67. Eiserner Betonkasten, angewendet bei der Gründung der Strassenbrücke über die Norder-Elbe in Hamburg. Die Anordnung wurde ursprünglich mit geringer Abweichung (nach der Konstruktion von Michalick) bei der Gründung der grossen Brücke über die Weser in Bremen (HZ. 1869, S. 270), wie auch bei der älteren Eisenbahnbrücke über die Elbe in Hamburg angewendet.

Die nachstehende Textfigur 67 zeigt die Seitenansicht des Apparates, während die Figuren 11 - 11_a bezw. die Querschnitte C—D und E—F darstellen. Die Vorrichtung besteht aus einem Blechkasten *A* von 0,8 m Breite, 0,75 m Höhe und 1,25 m Länge, mit einem Fassungsraum von 0,75 cbm. Den Boden bilden zwei horizontal schliessende Klappen, welche im geschlossenen Zustand auf den unteren Querbalken eines Führungsrahmens *R* aufsitzen (Fig. 11), während sie im geöffneten Zustand frei nieder hängen. Oben ist zwischen zwei

Digitized by Google

mittleren Querbalken des Rahmens ein Haken *H* angebracht, der in eine Achse der den Apparat tragenden Windkette eingehakt ist, wodurch beim Anziehen der Kette der Rahmen und damit auch der auf demselben ruhende Kasten gehoben wird. Ausserdem steht aber die Windkette noch durch 4 schiefe Zugstangen *d*, mit etwas Spielraum in einer Öse, unmittelbar mit dem Kasten in Verbindung, sodass beim Auslösen des Hakens *H* der Kasten allein an der Kette hängen bleibt, während der Rahmen entsprechend Fig. 11_a bis zum Aufsitzen auf den Kasten niedergleitet, und die Bodenklappen, ihre Stütze verlierend, sich öffnen.

Fig. 67.



1:50

Eiserner Betonkasten.

Wird nun der Kasten in der Stellung Fig. 11 gefüllt und versenkt, so wird bei dessen Aufstossen auf die Betonbettung der Haken *H* infolge seiner ausgebauchten Form in die punktierte Lage überschnappen, wodurch der Rahmen von der Zugkette losgerückt ist, und beim Anziehen derselben der Kasten in die Stellung Fig. 11_a emporgezogen und des Inhaltes entleert wird.

Diese Kasten wurden später vom Hamburger Bauplats zum Molenbau in Hangö in Finnland erworben und haben sich dort vorzüglich bewährt. Dieselben wogen 600 kg und wurden ursprünglich zum Preise von 288 Mk. pro Stück von der Firma G. Koeber in Harburg geliefert (ZfB. 1890, S. 354 — HZ. 1869, S. 270).

Taf. 21, Fig. 12—12_b. Halbzylindrischer eiserner Betonkasten, bestehend aus zwei durch Scharniere mit einander verbundenen Zylinder-Vierteln. Der Apparat wird im gefüllten Zustand an den Versenkungsketten (oder Seilen) *K* hängend versenkt, worauf bei Erreichung der Schüttung die seitwärts angreifenden Entleerungsketten K_1 angezogen werden, und an diesen hängend der Kasten entleert und emporgezogen wird (Fig. 12_b).

Ein solcher Betonkasten wurde z. B. bei der Gründung der Weichselbrücke bei Graudenz angewendet, wobei derselbe eine Breite und Länge von 1,1 und eine Blechdicke von 3 mm hatte. Ein beim Bau der Harburger Elbbrücke angewendeter Kasten gleicher Art hatte 0,8 m Breite, 0,95 m Länge, 5 mm Blechdicke und 0,23 cbm Inhalt (ZfB. 1882—HZ. 1895, S. 286).

Diese Anordnung hat den Nachteil, dass sich der Kasten bei unvorsichtiger Handhabung, beim Anstossen an vorspringende Teile der Baugrubenwände von selbst vorzeitig öffnen kann.

Taf. 21, Fig. 13—14. Betonkasten gleicher Art wie der vorige, wobei jedoch letztgenannter Übelstand in der Art vermieden ist, dass der Kasten hier durch einen mittels Zugleine ausrückbaren Haken *H* oder Riegel *R* geschlossen gehalten wird, und unter Fortlassung der in den Scharnieren angreifenden Taue, nur an den früheren Entleerungstauen aufgehängt ist (ZfB. 1856—AB. 1864).

„ „ Fig. 15—15_a. Derselbe Apparat nach der Anordnung von Brennecke, zuerst angewendet bei der Gründung der Elbebrücke bei Dömitz. Der Kasten hängt hier in gefülltem Zustand an den Kettengliedern *K*, wodurch die beiden Zylinderviertel nach der Art einer Schere gegen einander gedrückt werden. Diese Kettenglieder hängen an einem Balken *B*, welcher wieder unter Vermittlung des Ausrückhakens *H* an der Windkette aufgehängt ist. Hierbei sind die an den Seiten des Kastens befestigten und gleichfalls mit der Windkette in

Digitized by Google

Verbindung stehenden Entleerungsketten K_1 schlaff, und kommen in Wirksamkeit, sobald nach dem Aufsitzen des Kastens der Haken *H* durch Anziehen der Leine *S* ausgerückt wird. Um bei einem zufälligen Anziehen der Leine ein vorzeitiges Entleeren des Kastens zu verhindern, ist dieselbe nur so stark zu wählen, dass mit ihr nur der durch das Aufsitzen des Kastens entlastete Haken ausgerückt werden kann, während sie sonst zerreisst.

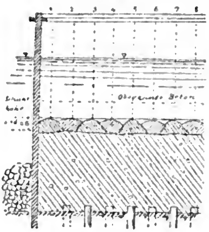
In dieser Anordnung ist der Apparat in neuerer Zeit auch bei Brückengründungen in Finnland wiederholt zur Anwendung gekommen und hat sich gut bewährt (Br.).

Taf. 21, Fig. 16—16_a. Betonsack verwendet bei der Gründung der Schleuse bei Oberlahnstein. Am obern Ende des Sackes war ein mit zwei Ösen versehener eiserner Ring behufs Aufhängung befestigt, während das untere Ende durch eine lösbare Schlinge einer Zugleine (Fig. 16_a) in der Art geschlossen war, dass die Schlinge durch Anziehen der Leine von oben gelöst, und dadurch der Sack entleert werden konnte.

Statt des eisernen Ringes werden auch aus Tauen gebildete Ringe angewendet, und die Aufhängeösen aus zwei Tauen gebildet, die längs der ganzen Länge des Sackes befestigt sind.

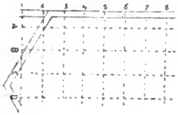
Solche Betonsäcke haben den Vorteil geringer Anschaffungskosten, eines geringen Gewichtes und auch einer bequemeren Anwendung, werden aber (namentlich bei scharfkantigem Steinmaterial) bald zerstört und haben durch ihren kleinen Inhalt eine viel kleinere Leistungsfähigkeit als die Kasten. Dieselben empfehlen sich daher im allgemeinen nur für kleinere Betonierungen; stellenweise sind aber dieselben auch für grössere Arbeiten benutzt worden, wie z. B. bei der Strassenbrücke über die Norder-Elbe bei Hamburg (Textfig. 68).

Fig. 68.



Bei Betonierungen mittels Betonkasten ist auch für einen guten Verband der Schüttungen in jeder Schichte zu sorgen. Zu diesem Behufe war bei der Gründung der Strassenbrücke über die Norder-Elbe in Hamburg entspre-

Fig. 68_a.



1:200

Betonierung der Pfeilerfundamente bei der Strassenbrücke über die Norder-Elbe in Hamburg.

chend Textfig. 68 – 68_a durch Ölfarbenstriche an den inneren oberen Gurtungen der Pfahlwände, sowie an den oberen Querholmen des Krangerüstes ein Netz festgelegt. Von diesem Netze waren Umdruckspläne angefertigt, welche von einem Vorarbeiter auf dem Pfeiler zur Bezeichnung der Stellen benutzt wurden, an denen ein Kasten in der jedesmaligen Schichte versenkt werden sollte. Das Versenken wurde so bewirkt, dass zuerst die Querreihen mit geraden Zahlen betoniert wurden, wodurch in der aus Textfig. 68 ersichtlichen Weise ein guter Verband erzielt wurde (ZfB. 1890, S. 355—vergl. HZ. 1874, S. 507).

Ein solches Verfahren ist umso mehr zu empfehlen, als das Wasser durch

Digitized by Google

das Betonieren trübe und undurchsichtig und dadurch die Kontrolle über die Lage der einzelnen Schüttungen erschwert wird.

Taf. 21, Fig. 17. Kastenbetonierung unter Anwendung eines Tauchers bei der Rekonstruktion einer Kaimauer im Hafen von Cette (AB. 1864).

„ „ Fig. 18. Betonierung einer undichten Stelle bei der Stadtschleuse in Bromberg unter Anwendung eines von einem Taucher gehandhabten Betonsackes (ZfB. 1887, S. 520).

„ „ Fig. 19. Betonierung in geschlossenen Säcken bei der Gründung der nördlichen Mole im Vorhafen von Sunderland in England. Die Säcke bestanden aus durchlässigem Canavas, sodass der durch den Stoff dringende Mörtel die Säcke zu einem einzigen festen Block verband. Dieselben erhielten ein Gewicht bis zu 100 t und wurden im offenen Wasser auf den blossgelegten Felsgrund im Verband versenkt. Auf diesem bis über Niederwasser reichenden Betonfundament wurde der obere Teil der Mole in der Weise hergestellt, dass an den Aussenwänden Betonblöcke von bis zu 50 t Gewicht mittels eines am fertigen Teil der Mole aufgestellten Laufkrans von 19 m Ausladung (vergl. „Wasserbau" IV., S. 93, Taf. 16, Fig. 7—7_a) im Verband versenkt und mit Stampfbeton hinterfüllt wurden (CBl. 1885, S. 71).

Bei dem in gleicher Weise gegründeten Wellenbrecher bei Newhaven geschah das Versenken der Betonsäcke mittels Schiffen, die wie die Baggermaterial-Prahme mit Bodenklappen versehen waren. Dieselben wurden vorerst mit der Sackleinwand ausgekleidet, die dann nach Verladung des Betons über demselben zusammengeschlagen und zu einem geschlossenen Sack zusammengenäht wurde. Dieser wurde dann an der Verwendungsstelle durch Öffnen der Bodenklappen versenkt (ZfB. 1884, S. 308).

6. Betonierung mittels Taucherschächten.

Wenn Betonbettungen unter Wasser zur Erreichung einer möglichst grossen Festigkeit und Dichtigkeit besonders sorgfältig auszuführen sind, so kann dies unter Anwendung eines Taucherschachtes geschehen, in dessen Arbeitskammer die Bettung im Trockenen ausgeführt wird, und dabei also auch gestampft werden kann. Die Ausführung geschieht dann bei Bettungen von grösserer Dicke und Grundfläche, wie bei der Trichterbetonierung, in Schichten, jede derselben in Streifen von der Breite der Arbeitskammer, deren Fugen von den Streifen der folgenden Schicht gedeckt werden.

Ein Beispiel über eine derartige Betonierung wurde bereits gelegentlich der Besprechung der Taucherschächte (S. 109) angeführt. Es bezog sich auf die Herstellung der Betonbettung für die Umfassungsmauern der Baugrube für das zweite Trockendock in Pola, unter Anwendung des Morell'schen Taucherschachtes. Eine ausführliche Besprechung der bei den Taucherschächten angewendeten Vorrichtungen wird später bei den „Luftdruckgründungen" stattfinden, und soll hier nur noch das folgende Beispiel einer solchen in grösserem Masstab ausgeführten Betonierung neueren Datums (ausgeführt 1902) in ihrer allgemeinen Anordnung angeführt werden.

Digitized by Google

Taf. 21, Fig. 20. Gründung des neuen Trockendocks in Kiel mittels eines Taucherschachtes (sog. Taucherglocke) in Form eines Druckluft-Senkkastens (Caissons). Dieser Kasten hatte eine rechteckige Grundrissform von 14 × 42 m, so dass er mit der längeren Seite über die ganze auf 40 m bemessene Dockbreite hinweg reichte. Dessen Höhe betrug 5 m, wovon 2,5 m auf die Arbeitskammer entfielen, während der obere, durch eine Blechhaut abgeschiedene Teil eine Schwimmkammer bildete, in welcher die als Gitterträger ausgebildeten Versteifungen lagen. Diese Schwimmkammer enthielt den festen und den Wasserballast, von denen letzterer durch Einblasen von Luft beseitigt und dadurch der Kasten zum Aufschwimmen gebracht werden konnte. In der Achse der Schwimmkammer befand sich ein luftdicht geschlossener Blechzylinder von rd. 100 cbm Inhalt, welcher ebenfalls Wasserballast aufnahm und dessen Aufgabe es war, den bei geringeren Wassertiefen durch das Emportauchen und die Abnahme von Schachtrohrschüssen verlorenen Auftrieb zu ersetzen. Er war dem entsprechend bei tieferen Kastenstellungen ganz, bei höheren teilweise mit Wasser gefüllt. An der Decke der Arbeitskammer war auf konsolartigen Stützen eine Hängebahn eingerichtet, auf welcher die mit Rollen versehenen Gefässe zur Förderung des Betons usw. liefen. Sieben Schachtrohre waren bis in die Arbeitskammer geführt, vier für zwei doppelte Materialschleusen, zwei für Personenschleusen und eines für die Betonschleuse (ZfB. 1903, S. 292—Engg. Nws. 1901, II. S. 275—1903, II).

7. Stampfen des Betons.

Zum Verdichten des Betons werden bei Betonierungen im Trockenen Handrammen von gleicher Art wie zum Einschlagen der Pfähle, oder andere besondere Handstampfen (Stämpfel, Stössel), sowie besondere Betonstampfmaschinen benutzt. Ferner können zu dem Zwecke auch Walzen zur Anwendung kommen.

Taf. 21, Fig. 21—22. Eiserne Handstampfen mit hölzernem Stiel, verwendet beim Bau der „Neuen Schleuse" in Stockholm zum Einstampfen einer unter Wasser gelegenen Sandschüttung unter dem Betonbett. Die schmälere Form Fig. 21 wurde zwischen den Pfählen benutzt, während sonst die breitere Form zur Anwendung kam.

„ „ Fig. 23—23_a. Hölzerne Betonstampfe mit eisernem Stiel und eisernem Schuh, angewendet beim Bau der Betonbrücke über die Leine bei Grasdorf. Deren Gewicht betrug 12,5 kg (ZfluA. 1901, Bl. 3).

„ „ Fig. 24—24_a. Beton-Stampfmaschine, angewendet bei der Ausführung der Kaimauern für die Hafenanlagen in Bremen, zum Einstampfen des aus 1 Teil Zement und 10 Teilen grobkörnigem Sand bestehenden Betons in den Aussparungen der Mauern. Diese Vorrichtung bestand aus einem Laufgerüst, an dem drei Stampfen mit wellenförmigen unteren Flächen neben einander hingen, welche mittels eines durch 4 Mann bedienten Windwerkes 0,3 m von der Betonoberfläche abgehoben wurden und dann kurz hinter einander frei herabfielen. Dieselben hatten ein Gewicht von 60 bis 120 kg und eine Grundfläche von 0,2 bis 0,4 qm. Nach jedesmaligem Anheben und Fallen der drei Stampfen wurde durch eine entsprechende Verbindung des Windewerkes mit einer Laufachse des Gerüstes mittels Einrückens einer Sperrklinke eine Vorwärtsbewegung des ganzen Gerüstes bewirkt, welche Verschiebung bei einer Breite der Stampfen von 40 cm etwa 35 cm betrug.

Digitized by Google

Die untere wellenförmige Fläche der Stampfen war das Ergebnis längerer Versuche, wobei es sich gezeigt hatte, dass bei ebener Fläche der Beton seitwärts ausweicht und nur wenig verdichtet wird. Das Einstampfen geschah in Lagen von 0,3 m Dicke, die auf 0,25 m zusammengestampft wurden (HZ. 1889).

M. Vorrichtungen zum Heben und Bewegen schwerer Werkstücke.

Die zum Heben und Bewegen schwerer Werksteine und Betonblöcke angewendeten Vorrichtungen bestehen in Geräten zum Fassen der Werkstücke und in Vorrichtungen zum Heben und etwaigem Versetzen, und in besonderen Vorrichtungen zum Transport derselben.

1. Vorrichtungen zum Fassen der Werkstücke.

Diese Geräte sind von zweierlei Art, nämlich entweder zum Fassen des Werkstückes in ausgehauenen oder ausgesparten Löchern (Wölfe, Steinklauen oder Steinkreppen), oder zum Fassen desselben an der Aussenseite (Steinzangen). Die Vorrichtungen der ersteren Art haben zwar den Vorteil grösserer Einfachheit, dagegen den Nachteil, dass sie (wenigstens bei natürlichen Steinen) das Ausarbeiten der Löcher erfordern und dass sie im Steine Zugspannungen erzeugen, weshalb die Wölfe namentlich zum Heben von Werksteinen weniger geeignet erscheinen als die Steinzangen, welche nur Druckspannungen hervorrufen. Wiewohl aber die Zugspannungen namentlich bei Betonblöcken ungünstig sind, so werden auch bei diesen dennoch meistens Wölfe angewendet, teils ihrer Einfachheit wegen, teils da sie den Block sicherer fassen, wenn dies nur genügend tief in den ausgesparten Löchern geschieht. In dieser Beziehung empfiehlt sich namentlich die Steinkreppe Textfigur 46.

Nachdem zu diesem Zwecke zum Teil die gleichen Vorrichtungen benutzt werden können, wie sie früher bei Besprechung der Mittel zur „Beseitigung von Hindernissen unter Wasser“ angeführt worden sind (S. 91), so sollen hier nur noch zur Ergänzung einige weitere Anordnungen mitgeteilt werden.

Taf. 21, Fig. 25. Wolf von F. Minthe in Mainz (DB. 1885, S. 448).

„ „ Fig. 26. Wolf von Mathew. Diese namentlich zum Heben von Betonblöcken viel angewendete Vorrichtung besteht aus zwei Klauen A die an einem gemeinsamen Querbalken B aufgehängt sind und aus je zwei durch kurze Gelenkstangen c mit einander verbundenen Stäben a und b zusammengesetzt sind. Die ausgesparten Löcher sind so weit anzuordnen, dass beim Einsetzen der Klaue die Gelenkstangen c eine geneigte Lage erhalten und die beiden Stäbe a und b sich an die keilförmig geneigten Wände anschliessen, infolge dessen sich beim Heben des äusseren Stabes a beide Stäbe wie Keile gegen die Wände anpressen, während umgekehrt ein Zug am inneren Stabe die beiden Teile von den Wänden loslöst und aus dem Loche zieht. Beim Senken sind die beiden äusseren Stäbe durch je einen Bügel d am Querbalken aufgehängt, welcher mit

Digitized by Google

einem Gegengewicht *g* in fester Verbindung steht, während die innern Stäbe mit dem Querbalken durch Ketten *h* in Verbindung stehen, die beim Senken schlaff hängen. Nach dem Versetzen des Blockes wird der Querbalken soviel gesenkt, dass die Bügel nicht mehr aufliegen, worauf dieselben durch Heben der Gegengewichte mittels einer Leine vom Querbalken abgehoben werden, sodass dann der letztere nur mehr durch die Ketten *h* mit den Klauen in Verbindung steht. Wird daher jetzt der Querbalken gehoben, so werden dadurch die Klauen gelöst und ausgezogen (ZfB. 1884, S. 271, Bl. 70—HZ. 1891).

Taf. 21, Fig. 27. Steinzange ähnlicher Art wie die vorige Einrichtung.

„ „ Fig. 28. Kniehebel-Steinzange von Barrère. Dieselbe besteht aus zwei Kniehebeln *a*, wodurch unter Vermittlung der Gelenkstangen *b* zwei Backen *c* so stark an den zu hebenden Stein angepresst werden, dass derselbe beim Anheben mitgenommen wird. Zur Aufnahme der Drehachsen der beiden Hebel dient eine Doppelschiene *d*, welche mit Löchern versehen ist, um den Abstand der Achsen der Grösse der Steine anpassen zu können. Bei glatten Steinen werden Hartholzbrettchen oder Bleiplatten zwischen Stein und Backen gelegt. — Dieser zum Versetzen von Werkstücken über Wasser viel angewendete Apparat wird z. B. von Bünger & Leyrer in Düsseldorf bei einer Tragkraft von 1800, 4000 und 5000 kg, mit einer grössten Fassungsweite von bezw. 750, 1000 und 1250 mm, zum Preise von bezw. 100, 120 und 160 Mk. geliefert.

„ „ Fig. 29. Kniehebel-Steinzange von Perdriel. Diese Vorrichtung bildet eine Vereinfachung der vorigen, indem dieselbe unter Fortlassung der Gelenkstangen nur aus den zwei Kniehebeln *a* mit den beweglichen Backen *c* und der die Hebel verbindenden gelochten Doppelschiene *d* besteht. Die Backen sind an die Hebel *a a* derart angelenkt, dass die den Stein fassenden Flächen immer lotrecht hängen. Zum Abnehmen der Zange werden zwei an der Schiene *d* angebrachte bewegliche Haken *e* seitlich verschoben und an zwei an den Hebeln befindliche Zapfen *f* angehakt, wodurch die Wirkung der Hebel aufgehoben wird (CBl. 1899, S. 580—NA. 1903, S. 48).

„ „ Fig. 30—30_a. Zahnstangen mit Haken. Dieselben können zum Heben von weicheren Steinen, die bei der Anwendung von Zangen leicht ausgleiten, angewendet werden, und bestehen aus einer gezahnten Stange, die unten in einen den Stein untergreifenden Haken *a* endet, während bei der obern Kante des Steines zwischen die Zähne der Stange ein Kniehebel in Form eines Hakens *b* lose angelegt wird, so dass er beim Anziehen durch die Hubkette bei *c* an den Stein fest angedrückt wird. Letzteres ist notwendig, da sonst beim Anheben der untere Haken *a* abgleitet. Zur Sicherung der stabilen Lage des Steines werden zweckmässig wie bei Fig. 30_a drei solche Apparate an denselben angelegt (NA. 1903, S. 48).

2. Vorrichtungen zum Heben und Versetzen der Werkstücke.

Diese Vorrichtungen sind: Winden und Krane. Die Bauwinden sind entweder feststehend oder auf einem Rollwagen längs eines Gleises fahrbar, während die gewöhnlich aus Holz ausgeführten Baukrane feststehende oder fahrbare Drehkrane, Laufkrane oder Bockkrane sein können. Die folgenden Beispiele zeigen einige der auf Bauplätzen gebräuchlichen Typen dieser Maschinen *).

*) Vergl. die „Ladevorrichtungen" in „Wasserbau IV", S. 109—146.

Digitized by Google

Taf. 22, Fig. 1—2. Gewöhnliche festehende und fahrbare Bauwinde.

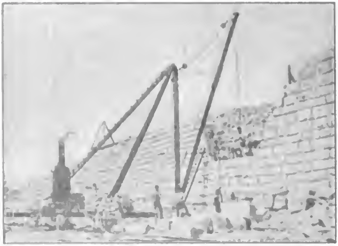
„ „ Fig. 3—3a. Gewöhnlicher feststehender Baukran (Drehkran mit fester Strebe), wobei die Drehsäule *a* oben an zwei schiefen Säulen *b* verankert ist, welche unten an einem mit Steinen belasteten Rost befestigt sind.

„ „ Fig. 4—5. Hohe feststehende Krane für den Bau von Pfeilern usw. (ZfB. 1876, Bl. 19—1880, Bl. 43).

„ „ Fig. 6. Feststehender Drehkran mit schwingender Strebe (Derrick-Kran).

Die nachstehende Textfigur 69 zeigt die Anwendung eines solchen Krans bei der Ausführung der Stützmauern des Entwässerungskanals von Chicago (Mississippi drainage-canal) (TFF. 1900, S. 322).

Fig. 69.



Derrick-Kran.

„ „ Fig. 7. Fahrbarer Drehkran mit fester Strebe und festem Gegengewicht (HZ. 1872, Bl. 526).

„ „ Fig. 8—8a. Fahrbarer Drehkran mit beweglichem Gegengewicht, wie solcher auf Bauplätzen in Finnland viel angewendet wird.

„ „ Fig. 9. Hoher fahrbarer Kran mit schwingendem Ausleger für den Bau von Pfeilern usw.

„ „ Fig. 10—11. Laufkrane, bestehend aus Laufbühne und fahrbarer Winde. Fig. 11 wurde beim Bau der Viadukte der Linie Tabor-Pisek in Böhmen angewendet (CBl. 1890, S. 76).

Zwei interessante Beispiele von Laufkranen für den Pfeilerbau sind aus Taf. 24, Fig. 15 & 16 zu ersehen.

„ „ Fig. 12. Fahrbarer Bockkran, angewendet beim Molenbau in Rügenwaldermünde (IFF. 1885, Taf. 18).

3. Vorrichtungen zum Transport schwerer Werkstücke.

Zur Fortschaffung einzelner Steine auf kurze Strecken pflegt oft ein einfacher von Arbeitern gezogener Steinwagen benutzt zu werden, während für

Digitized by Google

den Strassen-Transport auf grössere Entfernungen zweirädrige Karren oder gewöhnlich vierrädrige Lastwagen für Pferde benutzt werden.*)

Besonders vorteilhaft für alle solche Transporte ist die Anwendung von Gleisen, unter Benutzung von niedrigen Plateauwagen, die von Arbeitern geschoben oder von Pferden gezogen werden. Es sind dies meistens Transportable Schmalspurgleise von etwa 0,6 bis 0,75 m Spurweite, während für grössere Transportmengen und grössere Abstände auch feste Gleise bis zu etwa 1,0 m Spurweite, mit Plateauwagen von grösserer Höhe und mit Anwendung von Lokomotivkraft zur Anwendung kommen.

Taf. 22, Fig. 13—13a. Einfacher Steinwagen für Menschenkraft, bestehend aus einem mit Bohlen belegten Holzrahmen, der zur Verteilung des Druckes auf eine grössere Fläche anstatt der Räder mit einer stark mit Eisen beschlagenen oder eisernen Walze versehen ist. An der Deichsel können zwei Mann ziehen, und können hinten noch mehrere Mann schiebend mithelfen. Fig. 13a ist die Ansicht von unten.

„ „ Fig. 14. Kleiner Plateauwagen mit eisernem Rahmen und Bohlenbelag. In der einfachsten Form besteht bei diesen Wagen auch der Rahmen aus Holz.

„ „ Fig. 15. Schwimmer zum Versetzen von Betonblöcken, angewendet beim Hafenbau in Fiume. Die Blöcke *a* wurden hierbei zunächst unter einem hochrädrigen Wagen, dicht über dem Erdboden hängend, auf dem Gleise einer geneigten Ebene ins Wasser gefahren und dort auf einer Plattform *b* abgelagert. Sodann wurde der aus zwei mit einander verbundenen Kasten *c* bestehende Schwimmer über den Block gefahren und durch Einlassen von Wasser möglichst tief gesenkt, worauf der Stein durch umschlungene Ketten, die bei *d* an den Kasten befestigt wurden, gefasst und durch Auspumpen der letzteren gehoben wurde, um sodann über die Versenkungsstelle gebracht zu werden.

Jeder Kasten hatte 1,2 m Höhe, 2,1 m Breite und 5,2 m Länge und war in zwei Kammern geteilt, die jede mittels eines nahe am Boden angebrachten Einlassventils mit Wasser gefüllt werden konnten, während die darin befindliche Luft durch an den Enden verschliessbare Kautschukschläuche entwich, von denen je einer am Deck jeder Kammer angeschraubt war.

Das Absenken des Blockes geschah darauf durch Senken der Kasten mittels eingelassenen Wassers, wobei der Block durch einen Taucher gelenkt wurde. Sobald der Block an richtiger Stelle lag, löste der Taucher die Ketten und der Schwimmer hob sich von selbst an die Oberfläche des Wassers. Damit die Ketten beim Versenken nicht hinderlich sein sollten und leicht entfernt werden konnten, wurden für dieselben an den Blöcken Nuten ausgespart (ÖZ. 1874, S. 257).

N. Herstellung der Baugruben.

Die Baugruben erhalten, soweit dieselben im Erdboden liegen, je nach der Tiefe derselben und der Beschaffenheit des Bodens, seitliche Begrenzungen, die entweder aus freien Erdböschungen, oder aus steilen Erdwänden bestehen, welche zur Sicherheit gegen Einstürzen gestützt werden. Ersteres kann der Fall sein bei Gruben von kleinerer Tiefe und bei einem Boden von grösserem

---

*) Ein solcher Lastwagen zum Transport von Marmorblöcken bis zu 37 000 kg Gewicht ist in ÖW. 1894, S. 478 zu ersehen.

Digitized by Google

Kohäsionswiderstand, welche Bedingungen die Anlage freier Böschungen von grösserer Steilheit ermöglichen. Nachdem aber mit zunehmender Wandhöhe der zulässige Böschungswinkel abnimmt, so würden freie Böschungen bei grösserer Tiefe der Baugrube einen zu grossen Erdaushub erfordern, weshalb in diesem Falle meistens vorgezogen wird die Wände lotrecht oder mit nur geringer Abweichung von der Vertikalen anzuordnen und dieselben in künstlicher Weise zu stützen (abzusteifen).

Baugruben, welche unterhalb der Grundwasserfläche auszuführen sind, werden bei geringer Zuströmung des Wassers und bei passender Beschaffenheit des Bodens oft in gleicher Weise ausgeführt wie über Wasser, wenn die Grube durch Ausschöpfen des Grundwassers trocken gehalten werden kann. Ist aber die Beschaffenheit des Bodens eine derartige, dass das Ausschöpfen des Grundwassers ein Auswaschen der Seitenwände, oder eine für die Standsicherheit des Bauwerkes schädliche Lockerung des Bodens zur Folge haben könnte, oder die Zuströmung des Wassers eine so starke, dass sie mit den zur Verfügung stehenden Mitteln nicht zu bewältigen ist, so muss dieser Teil der Baugrube unter Anwendung von Spundwänden für die seitliche Begrenzung ausgeführt werden. Es werden dann die letzteren vor Beginn des Erdaushubes bis zu entsprechender Tiefe unter der künftigen Grubensohle eingetrieben und dann der Boden durch Baggerung ausgehoben. Die Tiefe solcher Baugruben ist aber durch die Länge der Spundwände, ihren Widerstand gegen den Erddruck und die Erschwerung der Baggerung mit zunehmender Tiefe beschränkt. Nachdem ferner auch die Ausführung der Fundamente im Grundwasser verhältnismässig kostspielig ist (Betonierung unter Wasser), so kommen solche Baugruben bei Gründungen hauptsächlich nur bei kleineren Tiefen unter Grundwasser in Frage, während bei tieferer Lage der Fundamentsohle oft besondere Gründungsmethoden ohne, Herstellung einer Baugrube unterhalb der Grundwasserfläche, zur Anwendung kommen.

Baugruben im offenen Wasser bestehen in der einfachsten Anordnung aus einer Spund- oder Pfahlwandumschliessung, zum Schutz gegen Strömung und Wellenschlag. Es wird dann entweder, unter Annahme der Ausführung des Bauwerkes im Wasser, von der Trockenlegung der Baugrube abgesehen und die etwa erforderliche Vertiefung derselben durch Baggerung ausgeführt, oder werden zur Ermöglichung der Ausführung des Bauwerkes im Trockenen die Wände der Baugrube wasserdicht angeordnet, was durch Anlage von sog. Fangdämmen erreicht wird.

1. Baugruben im Trockenen und im Grundwasser.

Die Absteifung (Verspreizung, Bölzung) der Baugruben geschieht durch Verschalen der Wände mittels in wagrechter oder lotrechter Richtung an-

Digitized by Google

gelegter Bretter oder Bohlen (wagrechte oder lotrechte Zimmerung), welche durch wagrechte Hölzer (Stempel, Steifen, Spriessen) gegenseitig abgestützt werden. Für Baugruben, die in grösseren Längen in gleicher Weise auszuführen sind (für Wasserleitungen, Entwässerungskanäle usw.) werden anstatt der einfachen hölzernen, auch sog. „ausziehbare“, eiserne Spriessen benutzt. Die folgenden Beispiele zeigen einige der gebräuchlichsten Anordnungen:

Taf. 22, Fig. 16—21. Gewöhnliche Baugruben-Absteifungen. Je nachdem der Boden weniger oder mehr beweglich ist und je nach der Dauer des Offenhaltens der Baugrube, können die Schalbohlen in mehr oder weniger grossen Entfernungen angelegt werden. Es kann daher bei festerem Boden und kurzer Bauzeit die Anordnung Fig. 16—16_a genügen, wobei die durch die Stempel *a* angepressten wagrechten Bohlen *b* in grösseren gegenseitigen Entfernungen angebracht sind. Die Stempel werden durch Eintreiben von Keilen *k* gespannt. — Fig. 17—17_a zeigt eine Baugrube mit geneigten Wänden, die den Vorteil haben, dass die Stempel nicht so leicht abrutschen können wie bei lotrechten Wänden. Hier werden unter Vermittlung von Brusthölzern *c* durch einen Stempel *a* zwei bis drei Bohlen *b* gehalten. — Bei der Anordnung Fig. 18—18_a erhalten je zwei oder mehrere Stempel *a* ein gemeinsames Brustholz *c*. Hier werden die Stempel durch untergenagelte Knaggen *d* gegen Abrutschen gesichert. — Fig. 18_b zeigt eine photographische Abbildung einer Wasserleitungs-Baugrube mit derartiger Absteifung.

Beim Anlegen der Bekleidungsbohlen (*f*) in lotrechter Richtung (Fig. 19—20) werden dieselben durch einzelne wagrechte Bohlen *e* und Stempel *a* angedrückt. Zur Verstärkung dieser letzteren Bohlen und zur gleichmässigeren Verteilung des Druckes der Stempel werden auch noch horizontale Gurthölzer *g* (Fig. 21—21_a) benutzt.

Bei diesen Anordnungen erhalten die Stempel in lotrechter und wagrechter Richtung eine gegenseitige Entfernung von etwa 3 bis 4 m. Oft genügt es nur den obern Teil der Baugrube abzusteifen.

„ „ Fig. 22. Baugrube der Entwässerungskanäle in Berlin, wobei der über Grundwasser befindliche Teil in Übereinstimmung mit der oben besprochenen Anordnung Fig. 18 abgesteift ist, während der untere Teil durch Spundwände begrenzt ist. Für die Ausführung des Kanals wurde die Baugrube trockengelegt (CBl. 1885).

Unter den zahlreichen Anordnungen „ausziehbarer“ (adjustierbarer) eiserner Spriessen mögen die folgenden angeführt werden:

Taf. 22, Fig. 23—24. Amerikanische ausziehbare Spriessen (extensible trenchbraces). Diese Spriessen haben gegenüber den hölzernen Stempeln den Vorteil, dass sie ein bequemeres und rascheres Anbringen ermöglichen, und dass dabei das sonst erforderliche Eintreiben von Keilen und die damit verbundenen, oft gefährlichen Bodenschütterungen vermieden werden. Die Anordnungen Fig. 23 & 24 (beide von „Dunn Mfg. Co.“) zeichnen sich durch Einfachheit aus, wobei aber das Gewinde der Schraubenspindel der Beschmutzung und Beschädigung ausgesetzt ist. Dieselben werden in Amerika in ausgedehntem Masse benutzt (Schw. Bztg. 1905, 6. Mai, S. 228).

Taf. 23, Fig. 1. Anwendung der Spriessen von „Dunn Mfg. Co“. bei der Ausführung der Wasserleitung von Allentown.

„ „ Fig. 2—2_a. Amerikanische ausziehbare Spriesse Syst. „Duff Mfg. Co“, wobei der vorgenannte Nachteil der Dunn'schen Spriessen dadurch vermieden ist, dass die Spindel stets in dem mitfolgenden äussern Rohr

Digitized by Google

eingeschlossen bleibt. Ein weiterer Vorteil dieser Anordnung besteht darin, dass hier die zum Drehen der Schraubenmutter dienenden Hebel umlegbar sind, wodurch sowohl die Spriessen vor einer durch Anstossen an denselben hervorgerufenen Lockerung als auch die Arbeiter vor Beschädigungen (namentlich durch Anstossen mit dem Kopf) bewahrt werden (Schw. Bztg. 1895, 6. Mai, S. 228).

Bei sehr beweglichem Boden und grösseren Tiefen kann es erforderlich sein, eine regelrechte bergmännische Schachtzimmerung, wie selbe bei früherer Gelegenheit (Taf. 1, Fig. 1) besprochen wurde, anzuwenden. Hierbei wird der Boden nur in dem Verhältnis ausgehoben, als die etwa 1 bis 2 m langen lotrechten Schalbretter in vorhinein eingetrieben worden sind. Ein interessantes Beispiel dieser Art ist das folgende:

Taf. 23, Fig. 3—5. Bölzungen für die Ausführung von Futtermauern bei der Arlbergbahn (ÖZ. 1884, Bl. 14).

Bei Baugruben von grösserer Ausdehnung werden die Stempel gegen Durchbiegung durch das Eigengewicht und gegen Abknicken oft in einem oder mehreren Zwischenpunkten durch untergestellte Ständer gestützt.

2. Baugruben im offenen Wasser.

a. Einfache Spund- und Pfahlwandumschliessungen.

Bezüglich der Ausführung solcher Wände wird auf das früher Gesagte verwiesen (S. 111, 118, 129). Das folgende Beispiel zeigt eine grössere Baugrube dieser Art.

Taf. 23, Fig. $6-6_b$. Spundwandumschliessung für die Pfeilergründung der neuen Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Longeville (Metz). Die Spundwände wurden während der Ausführung der Baugrube entsprechend dem Querschnitt Fig. 6 und dem Grundriss Fig. 6_b abgesteift, welche Verspreizungen aber später behufs Betonierung der Fundamente beseitigt wurden (Fig. 6_a —vergl. Taf. 21, Fig. 1) (ZfB. 1903, Bl. 44).

b. Fangdämme.

Die Fangdämme bestehen in der einfachsten Form aus wasserdichten Spundwänden oder besonders abgedichteten Spund- und Pfahlwänden. Zu der ersteren Art gehören sorgfältig ausgeführte hölzerne Spundwände (bei kleinerem Wasserdruck), während eiserne Spundwände von der auf S. 129 beschriebenen Art auch bei grösserem Wasserdruck genügend dicht erhalten werden können. Eine weitere Art eiserner Umschliessungen besteht in einem Blechzylinder, welcher auf die allenfalls durch Baggerung hergestellte Sohle abgesenkt und nach Betonierung der letzteren und Absteifung der Wände vom Wasser entleert wird. Meistens werden aber bei höherem Wasserdruck zur Erreichung einer genügenden Dichtigkeit die Fangdämme in Form von Erddämmen ausgeführt, die entweder beidersei-

Digitized by Google

tige Böschungen erhalten, oder sich gegen eine hölzerne Wand anlehnen, oder aus zwei oder mehreren Holzwänden mit dazwischen eingelegtem Erdmaterial bestehen (Kastenfangdämme). Anstatt Erde wird zwischen den Holzwänden auch Beton angeschüttet (Betonfangdämme).

Scharfe Ecken sind wegen des schweren Ausfüllens derselben zu vermeiden, wie auch quer durch die Erdfüllung gehende Konstruktionsteile, bei denen eine Gefahr des Durchsickerns längs derselben vorhanden ist. In letzterer Beziehung können sogar eiserne Querverbindungsstangen trotz ihres geringen Querschnitts Veranlassung zu bedenklichen Undichtigkeiten geben. Nebstdem der Füllkörper im Innern wasserdicht sein soll, muss auch für einen wasserdichten Anschluss desselben an die Sohle gesorgt werden, nachdem die obern Erdschichten oft durch ihre lockere Beschaffenheit zu mehr oder weniger grossen Undichtigkeiten Anlass geben können. Es ist daher meistens notwendig die obern Erdschichten (Schlamm usw.) abzubaggern, bis man zu dichteren Schichten gelangt. Bei Ausführung von Bauwerken an den Ufern (Brücken-Widerlager, Kaimauern usw.) wird der Fangdamm durch Eingreifen in das Erdreich des Ufers an dasselbe angeschlossen.

Wo bei ganz undichtem Boden nach Entleerung des abgedämmten Raumes ein Emporquellen des Wassers von unten eintreten kann, muss der abgeschlossene Raum durch eine Betonschüttung von entsprechender Dicke oder in anderer Weise abgedichtet werden. Nebst allseitiger Wasserdichtigkeit müssen die Fangdämme auch eine genügende Standsicherheit gegen Umkippen durch den Wasserdruck haben.

Die Höhe der Fangdämme ist von den Wasserständen und von der Dauer des Baues abhängig. Bei Bauten in Flüssen kann bei kürzerer Bauzeit durch Verlegung der Ausführung in die Zeit der niedrigeren Wasserstände für die Fangdämme eine nur etwas über diese Wasserstände reichende Höhe genügen. Wo aber eine längere Bauzeit erforderlich ist, und an Stellen wo sich Flut und Ebbe geltend machen, werden die Fangdämme in der Regel bis zu einer Höhe von etwa 0,3 bis 0,5 m über dem höchsten Wasserstand ausgeführt, nebst einem entsprechenden Zuschuss für etwaigen stärkeren Wellenschlag. Zuweilen wird aber auch, wenn die Ausführung so hoher Fangdämme auf technische und finanzielle Schwierigkeiten stösst, vorgezogen, dieselben nur etwa bis zum Mittelwasser auszuführen, und die Baugrube bei höherem Wasserstande überschwemmen zu lassen. Bei Eintritt des niedrigen Wassers lässt man dann die darüber befindlichen Wassermassen aus dem abgeschlossenen Raum durch besondere Ventile oder Schützen ablaufen, und wird im übrigen die Baugrube bis zur gewünschten Tiefe durch Ausschöpfen trockengelegt.

Digitized by Google

Fangdämme in Form von hölzernen und eisernen Umschliessungen.

Die Anordnung dieser Fangdämme ist aus folgenden Beispielen zu ersehen.

Taf. 23, Fig. 7. Spundwand-Fangdamm für die Gründung eines Brückenpfeilers. Die Spundwand wurde durch Kalfaterung durch einen Taucher gedichtet (ZfB. 1880, S. 251).

" " Fig. 8. Spundwand-Fangdamm bei der Pfeilergründung der neuen Putney-Brücke in London. Die Spundwand war durch in die Spundung eingelegten Filz und durch eine am Fusse vorgelegte Erdschüttung gedichtet (ÖW. 1885).

" " Fig. $9-9_a$. Pfahlwand-Fangdamm bei der Pfeilergründung der Strassenbrücke über die Norder-Elbe in Hamburg, wobei die Pfahlwände mittels Segeltuch abgedichtet wurden. Die Wände hatten 26 cm Dicke und waren 4,5 m tief eingerammt. Das Segeltuch *a* war an der innern Seite angebracht, und wurde an der Pfahlwand entsprechend Fig. 9_a durch angenagelte vertikale Leisten in der Art befestigt, dass sie die lotrechten Nähte deckten. Zur Erlangung der nöthigen Dichtigkeit erhielt das Segeltuch auf beiden Seiten einen dreimaligen Anstrich mit einer Mischung von 10 Gewichtsteilen Teer und 1 Teil Terpentinöl (DB. 1884—ZfB. 1890, S. 358).

" " Fig. 10. Spundwand-Fangdamm beim Bau der Ems-Brücke bei Haren. Hier wurde das mit Steinkohlenteer getränkte Segeltuch zu einem Stück von 5 m Höhe und etwa 28 m Länge mit senkrechten Nahten hergerichtet, so dass die Überdeckung entsprechend der Figur in eine Ecke zu stehen kam. Dieses Tuch wurde vorerst ohne Leisten eingehängt und wurden nach Einbringen des Betons bis 0,5 m unter der endgiltigen Betonoberfläche die Leisten (von 20 × 4 cm) zur Befestigung des Tuches an die Innerseite in der Art angebracht, dass sie bis auf den Beton hinabgeführt und nur über Wasser mit Nägeln befestigt wurden (CBl. 1895, N:o 36, S. 387).

" " Fig. $11-11_a$. Hölzerner Fangdamm auf Felsboden, angewendet beim Bau des Hellings auf Skatudden in Helsingfors. Die Anlage bestand aus einer Reihe von hölzernen Böcken *B*, die mittels eingekeilter Schraubenbolzen an den Felsen angeschraubt wurden, und einer mittels Zwingen dagegen angeschraubten Spundwand *S* von 7 $^1/_2$ cm Stärke. Zwischen die untersten am Felsen aufliegenden Zwingenhölzer wurde Holzwolle eingelegt, wodurch die eingetriebenen Spundbohlen einen wasserdichten Anschluss fanden.

" " Fig. 12. Fangdamm auf Felsboden, bestehend aus einer äusseren über Hochwasser reichenden kalfaterten Bohlenverschalung und einer innern, nur über Niederwasser reichenden Holzwand, zwischen denen Beton als Füllstoff eingebracht wurde. Die Anordnung wurde bei der Gründung des Viaduktes von Scroff (Eisenbahn Tours-Bordeaux) benutzt (AB. 1866).

" " Fig. $13-13_a$. Blechmantel-Fangdamm, angewendet beim Pfeilerbau der Eisenbahnbrücke über die Marne bei Nogent. Der Boden wurde vorher bis zu dem auf 3 m Tiefe unter der Sohle, 7 m unter Niederwasser, gelegenen tragfähigen Sande ausgebaggert. Die an den Enden halbkreisförmig abgerundeten Blechmäntel hatten eine obere Länge und Breite von bezw. 21,75 m und 10 m. Die Blechdicke betrug unterst auf 3 m Höhe (Betonschichthöhe) 4 $^1/_2$ mm in den Seiten und 4 mm in den gekrümmten Flächen. Darauf folgte auf 3 $^1/_2$ m Höhe, wo während der Gründung ein starker Wasserdruck vorherrschte, mit einer Dicke von 8 bis 10 mm, während der oberste Teil auf 2 $^1/_2$ m Höhe, der eine nur geringe Pressung auszuhalten hatte, nur 3 $^1/_2$ bis

Digitized by Google

$4\frac{1}{2}$ mm Stärke erhielt. Diese drei Zonen bestanden aus Ringen die durch Winkeleisen miteinander verbunden waren. Die Wände waren ausserdem durch lotrechte T Eisen abgesteift.

Die Herstellung dieser Mäntel geschah auf einer von zwei Kähnen getragenen Rüstung, durch welche die fertige Hülle an Schrauben hängend (Fig. 13) zur Baustelle geflösst und versenkt wurde. Nach Einbringung und genügender Erhärtung der 3 m hohen Betonschüttung wurde der Mantel durch Holzstreben abgesteift (Fig. 13_a) und das Wasser ausgeschöpft, worauf die Ausführung des Pfeilermauerwerks unter allmählicher Beseitigung der Zimmerung im Trockenen geschah (CJ. 1857, Taf. 21).

Erdfangdämme.

Das für diese Fangdämme benutzte Erdmaterial soll weder zu sehr sandhaltig noch zu tonhaltig sein, da Sand an und für sich mehr oder weniger wasserdurchlässig ist, während der Ton vom Wasser aufgelöst und bei einzelnen offenen Fugen leicht fortgeschwemmt wird, was auch bei feinem Sand leicht eintritt. Am besten eignet sich sandiger Lehm, Letten oder Gartenerde, oder ein besonders bereitetes Gemenge von Ton und Sand (mit 30 bis 40 % Ton), das in Schichten von 0,2 bis 0,3 m Dicke aufzutragen und fest zu stampfen ist[1]. Bei sorgfältiger Ausführung der Wände und sorgfältigem Stampfen kann auch durch Sand oder zähen Ton (Klai) ein zwar weniger sicherer, aber unter Umständen genügend dichter Abschluss erreicht werden.

Das Füllmaterial muss frei von fremden Körpern, wie Wurzeln, Holzstücken usw. sein. In wichtigen Fällen, und bei Fangdämmen die für längere Dauer berechnet sind, ist zu beachten, dass gewisse Erdarten — wahrscheinlich infolge eines auf chemischen Processen beruhenden Treibens — einen ausserordentlich starken Seitenschub ausüben können, und daher besonders starke Seitenwände erfordern. Heider hat eine solche Erfahrung mit Lehm gemacht, wobei ein grösserer Fangdamm beim Baue des Vereinigten Slip- und Trockendocks in Triest[2] gänzlich zerstört wurde.

Da bei diesen Fangdämmen die Erde mit dem Wasser meistens unmittelbar in Berührung kommt, so sind dieselben im allgemeinen nur bei ruhigem Wasser oder solchem mit geringer Geschwindigkeit anzuwenden, da sonst die Erde durch Strömung und Wellenschlag leicht fortgespült wird. Bis zu einem gewissen Grade kann dies durch Belegen der Erdböschungen mit schützenden Mitteln, wie Rasen, Spreitlage usw. vermieden werden.

[1] Siehe die Anordnung des Tegel-Quetsch-, Mahl- und Mischwerkes und die Ausführung des Tegelkernes beim Wolfsgraben-Staudamm der neuen Wiental-Wasserleitung in Wien (AB. 1898, Bl. 21—ÖZ. 1897).

[2] Heider, Der Bau des Vereinigten Slip- und Trockendocks in Triest, Triest 1856.

Digitized by Google

In der Regel werden solche Fangdämme nur bis zu etwa 2 ½ m Wassertiefe angewendet, und bestehen dieselben entweder nur aus Erde mit beiderseitigen Böschungen, oder aus einer hölzernen Wand, gegen die sich der Erddamm an der Aussen- oder Innerseite anlehnt.

Taf. 23, Fig. 14. Einfacher Erdfangdamm. Die beiderseitigen Böschungen erhalten eine Neigung von 1 : 1 bis 1 : 2.

„ „ Fig. 15. Erdfangdamm mit einem Kern aus Sandsäcken, beim Bau der Plehnendorfer Schleuse. Um während der Ausführung des Fangdammes ein Fortspülen der Erdschüttung durch die Strömung zu vermeiden, wurde zuerst ein Kern *B* aus versenkten Sandsäcken gebildet, und zu beiden Seiten desselben die Erddämme *A* und *C* hergestellt (ZfB. 1888, S. 278).

„ „ Fig. 16. Fangdamm bestehend aus einer eingerammten Holzwand und dagegen angelehntem Erddamm. Die Holzwand kann eine einfache Bohl-, Stülp- oder Spundwand sein, und gewährt den Vorteil einer grösserern Wasserdichtigkeit, einer Esparnis an Erdmaterial und einer Raumersparnis auf der innern Seite.

„ „ Fig. 17—19. Fangdämme gleicher Art wie der vorige, wobei jedoch die hölzerne Wand (bezw. Bohl-, Spund- oder Stülpwand) gegen einen von eingerammten Pfählen getragenen Holm angelehnt ist. Hierdurch brauchen die Bohlen weniger tief eingerammt zu sein und können sich auch nicht einzeln seitwärts werfen. Durch genügend tiefes Einrammen der Pfähle kann diese Anordnung auch einen grösseren Widerstand gewähren als die vorige. Die Pfähle erhalten einen gegenseitigen Abstand von etwa 1,5 m.

„ „ Fig. 20. Fangdamm mit schräger Bohlwand, die gegen hölzerne Böcke und darüber gelegte Langschwellen gelehnt und mit Erde überschüttet ist. Diese Anordnung erfordert keine Rammarbeit und ist daher namentlich bei Felsboden und dort wo Rammvorrichtungen nicht vorhanden sind, mit Vorteil zu verwenden.

„ „ Fig. 21—22. Fangdämme gleicher Art wie die vorigen, angewendet bei der Ausführung des Trockendocks in Oscarshamn (Schweden), bei 4 bis 5 m Wassertiefe. Anstatt Böcken wurden hier einzelne, schräg gestellte Hölzer verwendet, die mit Knaggen versehen und unter diesen durch lose Streben unterstützt waren. Die Anbringung dieser Streben geschah durch Taucher.

Zum Schutz der Erdschüttung gegen den Wellenschlag wurde an weniger tiefen Stellen ein Steindamm *A* vorgebaut (Fig. 12) während bei grösserer Tiefe aus Holzstämmen *A* und Faschinen *B* zusammengesetzte Flösse vor den Fangdamm gehängt wurden.

„ „ Fig. 23. Amerikanischer Fangdamm beim Bau der Schützenwehre der Oder-Kanalisierung. Zur Herstellung des Fangdammes wurde eine Reihe von hölzernen Winkelböcken in Entfernungen von etwa 1 m aufgestellt, welche mit Steinen zum Sinken an die Flussohle gebracht wurden. Der Fuss des Fangdammes wurde auf der obern Seite durch 4 m lange Senkfaschinen vor dem Unterwaschen gesichert. Die Böcke wurden für die Steinbelastung unten mit einer Pfostenverschalung versehen, und beim Auslegen an einem Anker gehalten (AB. 1898, S. 14).

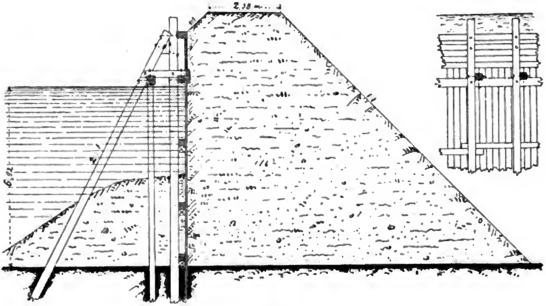
„ „ Fig. 24. Erdfangdamm auf Felsboden, bestehend aus hölzernen Böcken die mittels eiserner Spannstangen an den Felsen angeschraubt werden, und gegen die eine Bohlwand mit Erdhinterfüllung angelehnt wird. Die Spannstangen werden im Felsen mittels eines Keiles befestigt, der in das aufgespaltene Ende der Stange gesteckt, und mit dieser in das Bohrloch eingetrieben wird.

Digitized by Google

In einzelnen Fällen sind derartige Erdfangdämme auch für beträchtliche Wassertiefen zur Anwendung gekommen. Ein solches Beispiel zeigen die nachstehenden Textfiguren 70—70_a, einen Fangdamm darstellend, der bei der Ausführung der neuen Freihafenanlagen in Kopenhagen (1893—94) für Wassertiefen bis zu 6 ½ m benutzt worden ist.

Dieser Freihafen besteht aus mehreren grösseren Becken, welche zum grössten Teil durch Herstellung einer langen Mole von der Rhede abgeschnitten wurden. Behufs Vertiefung dieser Bassins und Herstellung der Kaianlagen im Trockenen wurde dieses ganze Gebiet durch einen Fangdamm von 1335 m Länge abgeschlossen, welcher später den äusseren Teil der Mole ausmachen sollte. Der hier angeschüttete Erddamm bestand aus gewöhnlichem Erdmaterial, und erhielt nach der Seeseite zu eine Spundwand von 7 ½ cm Stärke mit eingeschobenen losen Federn von 50 × 5 mm Flacheisen, welche Wand sich gegen Pfahljoche von 1,5 bis 2,4 m gegenseitiger Entfernung stützte. Fig. 70_a zeigt die vordere Ansicht der Wand.

Fig. 70. Fig. 70_a.



1:155

Fangdamm angewendet bei den Freihafenanlagen in Kopenhagen.

Zum Schutz gegen Unterwaschung wurde an der Aussenseite vor der Spundwand noch ein bis zu halber Wassertiefe reichender offener Erddamm angeschüttet. Hierdurch erhielt der Fangdamm an der tiefsten Stelle bei einer Höhe von etwa 9 m an der Basis eine Gesamtbreite von ungef. 20 m (TFT. 1894-95—TFF. 1895).

Kastenfangdämme.

Nachdem die Kastenfangdämme sowohl weniger Raum als auch weniger Erdmaterial erfordern als die Erdfangdämme, so wird mit Rücksicht darauf, dass geeignetes Erdmaterial meistens schwer zu beschaffen ist und mit Rücksicht auf die Kosten für den Transport, das Einfüllen und die spätere Beseitigung des-

Digitized by Google

selben, bei Tiefen über etwa 1 $^1/_2$ m gewöhnlich den Kastenfangdämmen der Vorzug gegeben. Dieselben werden meistens nur einteilig, d. h. mit zwei Holzwänden und dazwischen eingepacktem Erdmaterial ausgeführt, während zwei- und dreiteilige Fangdämme, mit bezw. drei und vier Holzwänden, nur ausnahmsweise bei grösseren Druckhöhen, weniger zuverlässigem Füllmaterial und weniger dichter Sohle in Frage kommen können. Die Holzwände bestehen entweder aus einfachen Spund- oder Pfahlwänden, oder aus eingerammten Pfahlreihen mit dagegen gelegten einfachen Bohlwänden mit wagrechten oder lotrechten Fugen, Stülp- oder Spundwänden. Die gegenseitige Entfernung der Pfähle in jeder Reihe beträgt etwa 1,00 bis 1,50 m, und ihre Einrammungstiefe wenigstens 1 $^1/_2$ bis 2 m. Die Dicke der Kastenfangdämme zwischen den Wänden hängt von der Wassertiefe, der Beschaffenheit des Bodens, des Füllmaterials, der mehr oder weniger sorgfältigen Ausführung und der Dauer des Baues ab, und wird gewöhnlich zwischen etwa $^1/_3$ und $^1/_2$ der grössten Wassertiefe angenommen. Nach einer älteren Regel wäre bei einer

Wassertiefe $h < 2{,}5$ m die Dicke $d = h$ und für
$h > 2{,}5$ m $\quad d = 0{,}5\,h + 1{,}25$ m,

und nach einer in Frankreich üblichen Regel
fur $h < 3$ m $\quad d = h$
$h > 3$ m $\quad d = {}^1/_3\,h + 2$ m anzunehmen.

Im allgemeinen ergeben sich aber hieraus für gutes Füllmaterial und sorgfältige Ausführung zu grosse Dicken.

Taf. 23, Fig. 25—25_a. Kastenfangdamm einfachster Art, bestehend aus zwei Reihen viereckiger Pfähle, die gegenseitig durch doppelte angeschraubte Querzangen verbunden und dadurch gegen seitliches Ausweichen der Wände gesichert sind. Letztere bestehen aus wagrecht liegenden Bohlen, die bei kleineren Tiefen einzeln an den Pfählen hinuntergeschoben werden können, bei grösseren Tiefen aber zweckmässig vorher, durch Aufnageln von vertikalen Leisten zu grösseren, auf einmal niederzuschiebenden Tafeln vereinigt werden. Die hier dargestellte Anordnung der gegenseitigen Verbindung der Pfähle hat den Vorteil, dass dieselben nicht verbohrt werden.

„ „ Fig. 26—26_e. Gewöhnliche Anordnung der Kastenfangdämme mit zwei Reihen von Rundpfählen, die oben in der Längenrichtung durch Holme und in der Querrichtung durch Zangen mit einander verbunden sind. Die Befestigung der Holme geschieht entweder wie in Fig. 26_a obenauf mittels Zapfen oder entsprechend Fig. 26_b—26_c an der Seite, ohne oder mit untergelegten Knaggen.

Die Holzwände bestehen aus horizontalen Bohlenlagen, die entweder wie in Fig. 25 einfach, oder behufs grösserer Dichtigkeit wie in Fig. 26_d—26_e doppelt, mit gedeckten Fugen, oder gespundet sein können (Hdl.).

„ „ Fig. 27—27_b. Anordnung der Holzwände bei Vereinigung der horizontalen Bohlenlagen zu grösseren Tafeln. Man lässt die Bohlen über etwa je drei Felder reichen, so dass die Stösse der Tafeln immer auf einen Pfahl fallen und durch eine besonders niedergeschobene Bohle gedeckt werden (Hdl.).

„ „ Fig. 28—28_c. Kastenfangdamm mit Seitenwänden aus lotrecht

Digitized by Google

niedergeschobenen Bohlen, die sich oben gegen den Holm stützen. Hierzu werden entweder einfache Bohlen (Fig. 28_a), Stülpwände (Fig. 28_b) oder Spundwände (Fig. 28_c) benutzt.

Taf. 23, Fig. 29—30. Anwendung von Zwingen zum Einrammen der Bohlen, wobei im ersteren Falle der Holm als das eine Zwingenholz dient (S.).

„ „ Fig. 31. Unterstützung der Bohlwände durch zwei horizontale Riegel oder Leitgurte, die an den Pfählen angeschraubt sind. Während der obere Riegel an die Wasserfläche verlegt und unmittelbar befestigt ist, wird der untere entweder vor dem Einrammen an den Pfählen befestigt und mit diesen niedergeführt, oder geschieht die Befestigung unter Wasser durch einen Taucher (S.).

Da bei den Anordnungen Fig. 24—26, wo die Bohlen nur am obern Ende eine Stütze finden, dieselben bei grösserer Höhe durch den Erddruck leicht ausgebogen werden, so kann dies durch Anwendung solcher Riegel vermieden werden.

Taf. 23, Fig. 32—32_a. Befestigung des unteren Leitgurtes an einzelnen Bohlen mit denen er niedergeschoben wird, während der obere wie im früheren Falle an den Pfählen befestigt wird.

„ „ Fig. 33—33_a. Befestigung beider Leitgurte an einzelnen Bohlen, mit denen sie zu Rahmen vereinigt niedergeschoben werden (S.—HZ. 1876, S. 63).

„ „ Fig. 34. Kastenfangdamm mit zwei Leitgurten, angewendet bei einem Baue im Oder-Spree-Kanal in Fürstenwalde. Die eingerammten Bohlen der Seitenwände hatten an der äusseren Seite eine Dicke von 4 cm und an der inneren Seite, wo somit dem Erddrucke kein Wasserdruck entgegenwirkte, eine Dicke von 5 cm (ZfB. 1890, S. 451).

„ „ Fig. 35—35_b. Fangdamm mit doppelten Zwingen für die eingerammten Spundwände, angewendet bei der Neuilly-Brücke. Die Zwingen wurden entsprechend Fig. 35_b mit zwei an den Enden befestigten Bohlen zu einem Rahmen vereinigt und so eingetrieben. Es ist dies eine sehr zweckmässige und viel angewendete Fangdamm-Anordnung. In Finnland wurde dieselbe z. B. bei der Gründung der Eisenbahnbrücke über die Uleå Elf bei Uleåborg angewendet (TFF. 1887).

„ „ Fig. 36. Fangdamm bei der Gründung der Steuerfreien Niederlage zu Harburg. Derselbe hatte bei einer Höhe von 5,2 m eine Dicke von 1,76 m zwischen den Aussenflächen der Holzwände, und bestand an der Aussenseite aus einer Reihe von Rundpfählen, in einem gegenseitigen Abstande von 0,8 m, und einer 7,3 cm starken Spundwand, die sich gegen 4 wagrechte Riegel von 10×20 cm Stärke lehnte, während die innere Wand aus einer 25 cm starken Pfahlwand bestand. Zu beiden Seiten befanden sich über dem Ebbwasserspiegel zwei Reihen von Holmen, die durch Knaggen unterstützt und durch eiserne Spannstangen zusammengehalten wurden. Vor Einbringung der Hinterfüllung wurde der Boden auf 0,6 m Tiefe ausgebaggert (HZ. 1860, S. 279).

„ „ Fig. 37. Fangdamm ähnlicher Art wie der vorige, angewendet beim Bau eines Hellings in Kiel. Hier wurde nur eine Reihe von Zugstangen im Niveau des höchsten Wasserstandes benutzt. Die innere Dicke des Fangdammes betrug, bei einer freien Höhe von 6 m, nur 2,0 m (HZ. 1876, Bl. 649).

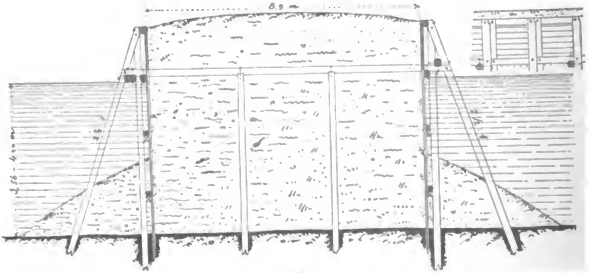
Taf. 24, Fig. 1. Fangdamm bei der Gründung der Eisenbahnbrücke über die Leda bei Leer, mit zwei Pfahlwänden, die durch doppelte Holme und eiserne Zugstangen zusammengehalten waren (HZ. 1853-54, Bl. 88).

Digitized by Google

Taf. 24, Fig. 2. Fangdamm mit Pfahljoch-Verstrebungen auf der Innenseite, angewendet beim Bau des Parlamentshauses in London. Es wurden hier drei Reihen von Holmen mit gegenseitiger Verbindung durch eiserne Zugstangen benutzt, von denen die oberste in der Höhe des Hochwassers und die unterste in jener des Ebbwasserstandes angebracht war. Da die obersten Bodenschichten aus undichtem Kies bestanden, wurde innerhalb des Fangdammes bis zu dem darunter befindlichen Tonboden gebaggert und dichtes Erdmaterial eingefüllt (Kl.).

Ein interessantes Beispiel einer derartigen Kastenfangdamm-Anlage mit beiderseitigen Pfahljoch-Streben, wie sie gleichfalls bei dem früher genannten Bau des Freihafens in Kopenhagen zur Anwendung kam, ist aus Textfig. 71—71$_a$ zu ersehen. Diese Anordnung wurde in der Verlängerung des früher besprochenen Erdfangdammes Textfig. 70, vor der Einfahrt zu den Bassins ausgeführt und musste daher nachträglich ganz beseitigt werden. Der Fangdamm kam hier in eine Wassertiefe von 3,56 bis 4,44 m zu stehen, und erhielt beiderseitige Spundwandeinfassungen mit vorgelegten Erdschüttungen. Da auch hier zur Füllung gewöhnliches Erdmaterial verwendet wurde, erhielt der Damm zwischen den Spundwänden die ungewöhnlich grosse Dicke von 8,9 m (TFT. 1894-95—TFF. 1895).

Fig. 71. Fig. 71$_a$.



1:140

Kastenfangdamm angewendet bei den Freihafenlagen in Kopenhagen.

„ „ Fig. 3. Zweiteiliger Fangdamm, angewendet beim Bau der Katharinen-Docks in London. Die Anordnung hat den Vorteil einer möglichst grossen Dichtigkeit ohne allzu grossem Aufwand an Füllmaterial, und kann sich namentlich dort empfehlen, wo letzteres weniger zuverlässig, und ein dichter Anschluss an den Boden schwer zu erreichen ist. Der niedere Teil wird erst nach teilweiser Entleerung der Baugrube ausgeführt.

„ „ Fig. 4. Zweiteiliger Fangdamm, angewendet beim Bau des Kriegshafens an der Jade, zur Absperrung der Einfahrt zum Hafen. Die beiden Teile hatten je 2,83 m Weite, und bestand die äussere und innere Wand aus gespundeten Pfählen von bezw. 31,3 × 31,3 cm und 21 × 31,3 cm Querschnitt, und die mittlere aus ungespundeten Pfählen von 31,3 × 31,3 cm Stärke. Zur Siche-

Digitized by Google

rung der Stabilität war der Fangdamm an der Innen- und Aussenseite durch Streben und Schrägpfähle gestützt. Zur Füllung wurde Klaiboden verwendet. Infolge einer nach einiger Zeit erfolgten Unterspülung wurde die Aussenseite nach Ausfüllung der Kolke, wie in der Abbildung angedeutet durch Senkfaschinen und Steinwürfe befestigt, in welcher Weise die Anlage durch zehn Jahre ohne erhebliche Reparaturen den Sturmfluthen und dem Treibeis Widerstand geleistet hatte (DB. 1869).

Bei dem Bau des Docks zu Great-Grimsby wurde ein solcher zweiteiliger Fangdamm angewendet, welcher in beiden Teilen gleich hoch gefüllt war und bei 7,6 m grösster Wassertiefe an der Krone eine Gesamtdicke von ca. 5 m hatte. Auf der Innenseite wurden als Verstrebung in gegenseitigen Entfernungen von 7,6 m, winkelrecht gegen den Fangdamm gerichtete massive Pfahlwände von 6 m Breite und dazwischen eingespannte wagrechte Sprengwerke angewendet (AB. 1850, Bl. 304).

Taf. 24, Fig. 5. Dreiteiliger Fangdamm beim Bau des Katharine-Docks in London.

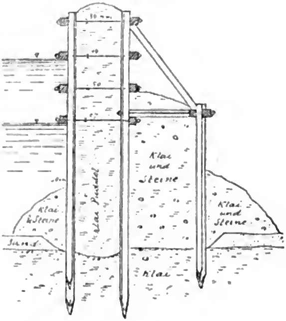
Bei allen diesen Kastenfangdämmen wirken die in den Erdboden eingerammten Pfähle sowohl gegen eine Verschiebung des Fangdammes durch den Wasserdruck, als auch durch ihren Reibungswiderstand im Boden gegen ein Umkippen desselben. Bei Fangdämmen die auf Felsboden zu stehen kommen, sind hiergegen besondere Anordnungen erforderlich. Die folgenden Beispiele zeigen einige der zur Anwendung gekommenen Kastenfangdämme dieser Art.

Taf. 24, Fig. 6—6_b. Kastenfangdamm mit Erdfüllung auf Felsboden bei der Ausführung des Trockendocks in Esquimalt (Brit. Columbia). Hierbei wurden im Felsen zwei Rinnen ausgesprengt, in welche die aus Spundbohlen und Nutpfählen bestehenden Seitenwände gesenkt, und durch eingekeilte Langschwellen und Betonschüttung befestigt und gedichtet wurden. An der Aussenseite erhielten die Wände doppelte Gurten, die durch eiserne Zugstangen zusammengehalten wurden.

Der Zwischenraum wurde mit zubereiteter Klai-Erde (Klai-Puddle) ausgestampft, mit welchem Material auch der Fuss des Dammes an der Aussenseite ausgestampft wurde.

Der Fangdamm bildete an der Mündung des Docks einen Bogen, und kam nur an den Seiten auf Felsen zu stehen, während er nach der Mitte zu auf Klaiboden stand, und entsprechend Textfig. 72 als zweiteiliger Kastenfangdamm zur Ausführung kam. Der Fangdamm

Fig. 72.



1 : 200

Fangdamm beim Bau des Trockendocks in Esquimalt.

Digitized by Google

erhielt hier am Fusse eine besondere Abdichtung, durch beiderseits angebrachte äussere Erddämme (Engg. 1888, II, S. 87).

Taf. 24, Fig. 7 - 7_a. Kastenfangdamm mit Erdfüllung auf Felsboden, angewendet bei der Regulierung der Saar. Derselbe war den gewöhnlichen Fangdämmen mit eingerammten Pfahlreihen nachgebildet, wobei aber anstatt der Pfähle Rundeisenstangen von 40 mm Dicke verwendet wurden, die in gegenseitigen Abständen von 0,7 m in ausgebohrte Löcher im Felsen eingetrieben, und oben durch Eisendrähte mit einander verbunden waren. Gegen diese Stangen wurden dann die aus vertikalen Bohlen mit horizontalen Gurten bestehenden Holzwände gelehnt und der Zwischenraum mit Erdmaterial ausgefüllt (ZfB. 1866, S. 49 – HZ. 1887, Bl. 13).

" " Fig. 8 Kastenfangdamm bei der Gründung der Strassenbrücke über den Douro bei Regoa. Die aus Spundbohlen bestehenden Holzwände wurden mit möglichst dichtem Anschluss an den Felsboden niedergeschoben, der Zwischenraum am Fusse mit Beton abgedichtet und dann mit Erdmaterial ausgefüllt (ZfB. 1874).

" " Fig. 9. Amerikanischer Fangdamm auf Felsboden, angewendet beim Bau der Talsperre von Perivar in Süd-India (Engg. Nws. 1901, II, Okt., S. 301).

" " Fig. 10—10_a. Norwegischer Fangdamm, angewendet für die Ausführung eines Wehres im Drammenfluss bei Embretsfos (1896). Derselbe hatte bei 9 m Druckhöhe nur eine Dicke von 4 m, weshalb er zur Erreichung der nötigen Standsicherheit auf der Wasserseite in Abständen von 4 m durch Drahtseile *D* mit dem Felsboden verankert und auf der anderen Seite durch Streben *C* gestützt war. Zuerst wurden in Abständen von 1 bis 1 $^1/_2$ m Rundeisenstangen *S* von 40 bis 50 mm Stärke in ausgebohrten Löchern mittels Keilen befestigt. Sodann wurden gegen dieselben die Hölzer *A* angelegt und daran die obern und untern Zwingen *M* und *N* (letztere durch Taucher) befestigt, zwischen denen die vertikalen, die Wände bildenden Hölzer *B* (Nadeln) niedergeschoben wurden. Die Füllung bestand aus feinem Sand. Am Fusse erhielt der Damm eine Dichtung, die im Innern aus Sandsäcken und auf der Wasserseite aus Säcken, enthaltend Sand und Zement, bestand. Ausserdem waren die Wände mittels Segeltuch abgedichtet (NTT. 1896, Pl. III.—vergl. „Wasserbau" I. 2 Aufl.. Textfig. 30 & 39).

" " Fig. 11. Kastenfangdamm auf Betonunterlage mit Hinterfüllung aus Lehm und Sand bei der Ruhrbrücke bei Düssern (HZ, 1877, Bl. 722—CBl. 1890, S. 346).

Betonfangdämme.

Betonfangdämme werden zuweilen bei Gründungen auf Beton in der Weise ausgeführt, dass auf dem Betonfundament, längs der äusseren Kante desselben, zwischen hölzernen Verschalungen eine bis über die Wasserfläche reichende Betonmauer errichtet wird.

Zur Erreichung eines wasserdichten Anschlusses des Fangdammes an die Betonschüttung muss dessen Ausführung vor Erhärtung der letzteren geschehen und diese zuvor von dem abgelagerten Betonschlamm sorgfältig gereinigt werden. Die Dicke der Betonmauer wird je nach der Dichtigkeit der äusseren Holzwand, der Beschaffenheit des Betons usw. etwa gleich $^1/_4$ bis $^1/_2$ der Höhe angenommen.

Digitized by Google

Gegenüber den Fangdämmen mit Erdfüllung haben die Betonfangdämme den Vorteil einer zuverlässigeren Wasserdichtigkeit, einer kleineren Raumerfordernis und unter Umständen auch den Vorteil geringerer Kosten. Ein Nachteil der Betonfangdämme besteht darin, dass sie nachträglich schwer zu beseitigen sind, was durch vorsichtiges Sprengen, sowie durch Picken und Keilen geschehen muss.

Taf. 24, Fig. $12-12_a$. Betonfangdämme bei der Gründung der Moselbrücke bei Güls. Die rechte Hälfte (Fig. 12_a) stellt die Gründung der auf Kiesboden und die linke Hälfte (Fig. 12) diejenige der auf Felsboden stehenden Pfeiler dar. Bei den ersteren wurde nach teilweisem Ausbaggern des Bodens und Herstellung des auf zwei Pfahlreihen ruhenden Gerüstes, die Baugrube durch Spundwände umschlossen, bis zu ca. 2 m Höhe über die ganze Fläche betoniert und mit Hilfe einer zweiten, auf die Betonschüttung gestellten provisorischen Holzwand der 1 m dicke Fangdamm aufgeführt. Beim Felsboden dagegen wurde ein sog. Senkgerüst (Senkrüstung) benutzt, bestehend aus Böcken, die durch Belastung mit Steinen auf die den Felsen überdeckende Kiesschicht versenkt und sichergestellt wurden. Gegen diese Böcke wurden die Spundwände angelehnt, und darauf wie im anderen Falle verfahren (ZfB. 1881, Bl. 53 · NA. 1882, Pl. 16—17).

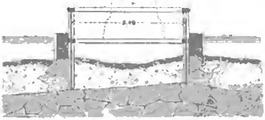
Die Dicke der Betonbettung muss in solchen Fällen wenigstens so gross sein, dass bei der Entleerung der Baugrube ein genügender Widerstand gegen den von unten wirkenden Wasserdruck vorhanden ist.

„ „ Fig. 13. Pfeilergründung auf Felsboden mittels Betonfangdamm, bei der Elbebrücke bei Magdeburg. Die Ausführung geschah hier wie bei Fig. 12, wobei jedoch das Senkgerüst zwei mit Steinen belastete Plattformen erhielt (Rż. S. 28).

„ „ Fig. 14. Kombinierter Ton- und Betonfangdamm bei der Pfeilergründung der Rheinbrücke bei Coblenz. Zwischen der äusseren Spundwand und der Betonmauer von 0,95 m Dicke wurde eine Hinterfüllung *T* aus Ton von 0,6 m Dicke angebracht. Hierdurch wurde der Vorteil eines geringeren Betonverbrauches, und der Vorteil der nachträglichen leichteren Beseitigung des Fangdammes erreicht (ZfB. 1881).

Eine Eigenartige Anordnung eines kombinierten Erd- und Betonfangdammes auf Felsboden kam in neuerer Zeit bei der Gründung der Pfeiler der Donaubrücke bei Ehingen zur Anwendung. Der Boden bestand hier oberst aus einer festen aber durchlässigen Sandschicht von etwa 1 bis 2 m Dicke, worauf fester Felsboden folgte. Zur Erreichung einer wasserdichten Baugrube wurde dieselbe entsprechend der nebenstehenden Textfigur 73 zuerst durch eine bis zum Felsboden niedergeführte Spundwand umschlossen, worauf der ausserhalb anschliessende Sandboden auf die Breite des Fangdammes durch künstliches Zementieren in Beton verwandelt wurde. Dies geschah in der Art, dass Mannesmann-Röhren von 40 mm Durchmesser und 4 m Länge, die mit einer lose angesetzten Gusseisenspitze versehen waren, in

Fig. 73.



1 : 200

Fangdamm bei der Gründung der Donaubrücke bei Ehingen.

Digitized by Google

gegenseitigen Entfernungen von 0,5 m bis zum Felsboden eingetrieben wurden. Letzteres geschah durch angeschraubte Klemmbacken und einen aufgeschobenen hölzernen Rammbären. Nach Erreichung des Felsens wurden die Rohre um etwa 10 bis 20 cm gehoben, wobei die Spitze stehen blieb, worauf in das obere Ende der Rohre mittels einer gewöhnlichen Plungerpumpe fliessende Zementmilch eingepumpt wurde. Auf diese künstliche Betonmauer wurde sodann ein bis über die Wasserfläche reichender gewöhnlicher Kastenfangdamm aufgesetzt.

Nach Ausschöpfen der Baugrube, wobei durch den Beton gar kein und durch den Felsboden nur unbedeutend Wasser eindrang, wurde der Sand bis zum Felsboden ausgegraben und die Baugrube im Trockenen bis zur Wasserfläche betoniert (CBl. 1901, S. 506—TFF. 1902, S. 24).

Taf. 24, Fig. 15—16. Beispiele der Gesamtanordnung von Pfeilergründungen im Schutz von Betonfangdämmen bei den Weserbrücken bei Fürstenberg und in Hoya (HZ. 1881, Bl. 846—1888, Bl. 28).

„ „ Fig. 17. Befestigung der innern Holzwand bei Betonfangdämmen auf dem Betonfundament, ohne dieses zu beschädigen. Gewöhnlich werden die zugespitzten Bohlen dieser Wand in die noch nicht erhärtete Betonmasse des Fundaments eingetrieben, wodurch aber dieses beschädigt wird und undicht werden kann. Bei dieser Anordnung geschieht die Befestigung durch einen besonders angeschütteten Betonrücken.

„ „ Fig. 18—19. Schleusengründungen mittels Betonfangdämmen, wobei diese nachträglich nicht entfernt wurden, sondern einen Teil des Fundaments ausmachen (Weserschleuse zu Hameln & Schleusen des Spoy-Kanals) (HZ. 1873—ZfB. 1881),

Besondere Fangdämme.

Als Fangdämme besonderer Art können die nachfolgenden Anordnungen bezeichnet werden:

Taf. 24, Fig. 20—20a. Fangdamm, bestehend aus gusseisernen Senkbrunnen. Bei der Gründung des Docks von Walesend upon Tyne wurde ein Fangdamm von 100,6 m Länge durch gusseiserne Brunnen gebildet, die durch den Schlamm und durchlässigen Sand bis zu dem auf 24 m Tiefe unter Hochwasser gelegenen blauen Ton versenkt, mit Beton gefüllt und mittels hölzerner, zwischen seitlichen Leisten der Brunnen niedergeschobener Pfähle mit einander verbunden wurden. Die Brunnen wurden dann als Fundamente für die Umfassungsmauern des Docks benutzt (GC. 1895, II, S. 399).

„ „ Fig. 21. Schwimmender Fangdamm von Charquérand, angewendet zur Reparatur einer Kaimauer in Calais. Diese nach gleichem Prinzip gebaute und wirkende Vorrichtung wie die Schwimmtore bei den Hafenschleusen und Trockendocks besteht aus einem oben und teilweise auch auf einer Seite offenen Stahlschiff, welches mittels zweier Luftbehälter schwimmend erhalten wird nnd durch Füllen eines Wasserbehälters gesenkt werden kann. Bei der Anwendung wird der Apparat — dessen offene Seite entsprechend der Form der Mauerfläche gebildet ist — mittels eines starken Krans an die zu reparierende Stelle angelegt (unter Anwendung von Dichtungsmitteln an den Anschlussflächen), worauf aus dem offenen Teile des Apparats und dem abgeschlossenen Teil der Mauer das Wasser ausgepumpt und die Reparatur im Trockenen aus-

Digitized by Google

geführt werden kann. Ist auf diese Weise ein Stück repariert, so kann durch Verschieben des Apparates in gleicher Weise ein weiteres Stück in Angriff genommen werden. In Calais, wo die Mauer so verfallen war, das ein unmittelbarer dichter Anschluss nicht zu erreichen war, mussten hierfür zuerst Streifen aus Ziegelmauerwerk hergestellt werden.

Digitized by Google

III. Die Gründungen.

Die Gründungen (Fundierungen) umfassen diejenigen Arbeiten, welche bei der Ausführung der untern, mit dem Grunde in Berührung kommenden Teile der Bauwerke (der sog. Fundamente) zur Anwendung kommen. Hierbei sind teils gewisse von den klimatischen Verhältnissen, den Bodenverhältnissen im allgemeinen, dem Einflusse des mit dem Bauwerke in Berührung kommenden Wässers usw. abhängige allgemeine Regeln zu beachten, teils Regeln spezieller Art, welche von den jeweiligen lokalen Verhältnissen abhängen und die Wahl der anzuwendenden Gründungsart bedingen.

A. Allgemeines.

Als eine der wichtigsten allgemeinen Regeln ist zu beachten, dass infolge der Veränderlichkeit der obersten Erdschichten durch die Einwirkung der Niederschläge, der Luft und namentlich des Frostes, bei wertvolleren Bauwerken die Fundamentsohle wenigstens so tief unter die Erdoberfläche als sich die Einwirkung des Frostes erstreckt, also unter die sog. Frostgrenze zu verlegen ist, die für das mittlere Europa je nach Lage und Bodenbeschaffenheit etwa 1 bis 1 ¼ m, und für nördliche Länder etwa 1 ½ bis 2 ½ m tief angenommen werden kann. Dies hat seine Begründung darin, dass sich die obersten vom Niederschlagwasser durchdrängten Erdschichten bei eintretendem Frost erweitern und werfen, wodurch ein auf solchem Boden stehendes Bauwerk stellenweise gehoben werden kann, während beim Schmelzen des Eises wieder ein Zusammensinken der Erdmassen eintritt und dadurch eine Störung des Zusammenhanges des Bauwerkes eintreten kann. Am gefährlichsten ist in dieser Beziehung der Ton- und Lehmboden.

Nachdem sich eine solche Einwirkung des Frostes auch bei gewissen Felsarten geltend macht, so kann nur bei Gründungen auf sog. frostbeständigem Felsboden von dieser Regel abgesehen werden. Bei Felsarten, die durch Luft und

Digitized by Google

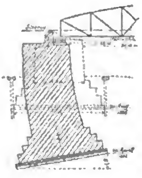
Frost Veränderungen erleiden, muss die Fundamentsohle durch genügende Umschüttung mit Erde gegen Verwitterung und Frostzutritt gesichert werden.

Eine besondere Beachtung verdient die Wirkung des Frostes auf Bauwerke, die sich seitlich an das Erdreich anschliessen, also namentlich auf Futter- und Stützmauern, wenn das Erdreich von der Beschaffenheit ist, dass es durch den Frost leicht Verschiebungen erleidet, wie dies bei tonigem Boden mit genügendem Wasserzutritt der Fall ist. Zur Verhütung eines nachteiligen Einflusses dieser Verschiebungen auf das Bauwerk ist es erforderlich, dasselbe durch eine Schicht von frostfreiem Material (Steine, Schotter) vom Erdreich zu isolieren und diese Schicht durch Drainagen wasserfrei zu halten. — In Finnland werden zu diesem Zwecke (z. B. bei Schleusenmauern) auch sog. Frostgräben angewendet, nämlich längs der Mauer angelegte Gräben von entsprechender Tiefe, wodurch die Mauern vom angrenzenden Erdreich isoliert werden.

Im allgemeinen besitzt der Erdboden, infolge der Komprimierung durch die darüber liegenden Massen, mit zunehmender Tiefe eine grössere Dichtigkeit und grössere Tragfähigkeit, und kann auch infolge des Gegengewichtes jener Massen dem Drucke eines Bauwerkes weniger leicht seitlich ausweichen. Hieraus folgt, dass die Fundamente im allgemeinen um so tiefer zu verlegen sind, je grösser das Gewicht eines Bauwerkes ist.

Bei den meisten Bauwerken können Setzungen bis zu etwa 2 bis 3 cm als unschädlich angesehen werden, es können aber oft auch viel grössere Setzungen, namentlich wenn sie einigermassen gleichmässig sind, zulässig sein. So betrug z. B. bei dem Verwaltungsgebäude des Österr. ungar. Lloyd in Triest (erbaut 1880-83) die durchschnittliche Setzung 15 cm, mit einer grössten Abwei. von etwa 6 cm, ohne dass hiergegen besondere Massregeln erforderlich waren (CBl. 1883).

Fig. 74.



1 : 450

Setzung eines Widerlagers der Eisenbahnbrücke über die Oraznica in Dalmatien.

Dagegen können grössere ungleichmässige Setzungen den Bestand eines Bauwerkes in höherem Grad gefährden, oder wenigstens bedeutende Reparaturkosten verursachen. Dies ist namentlich bei Brücken der Fall, da hier ungleichmässige Setzungen des Unterbaues, nachteilige Beanspruchungen der Oberbaukonstruktionen zur Folge haben können. Dass aber auch hierbei unter Umständen sehr bedeutende Setzungen vorkommen können, bevor zu einem vollständigen Umbau den Objektes geschritten werden muss, zeigt das nebenbei skizzierte Beispiel Textfig. 74, ein Widerlager der Eisenbahnbrücke über die Oraznica in Dalmatien, vor und nach der

Setzung darstellend. Die im Moorboden auf Schwellrost erbauten Widerlager haben sich im Verlauf von zwei Jahren, das eine um 5,9 und das andere um 5,5 Meter gesetzt. Die Setzungen wurden anfangs durch Unterschieben von Schwellen unter die Auflagerplatten ausgeglichen, welche Schwellen dann allmählich durch Mauerwerk ersetzt wurden (ÖW. 1888, S. 342).

Das Wasser, welches entweder im Erdinnern als sog. Grundwasser oder als offenes Tagewasser auftritt, hat auf die Fundamente teils einen die Ausführung hemmenden und die Standsicherheit gefährdenden, teils einen dieselbe befördenden Einfluss. Diese Einflüsse bedingen die Anwendung verschiedener Gründungsarten und besonderer Anordnungen, die später einer näheren Besprechung unterzogen werden sollen.

Der die Standsicherheit befördende Einfluss des Wassers macht sich insofern geltend, als alle ständig unter Wasser liegenden Holzteile in der Regel der Fäulnis nicht unterliegen, während sonst das ausserhalb des Wassers stehende Holz, namentlich wenn es mit feuchter Erde in Berührung steht, verhältnissmässig bald (meistens innerhalb etwa 10 bis 15 Jahren) durch Fäulnis zerstört wird. Es sollen daher bei bleibenden Gebäuden sämtliche Holzteile der Fundamente wenigstens 0,3 bis 0,5 m unter den niedrigsten Wasserstand verlegt werden. *)

Hiervon gibt es jedoch Ausnahmen, indem sich z. B. im Tonboden, der sich durch Zuflüsse von höheren Stellen ständig nass erhält, auch wenn derselbe über dem eigentlichen Grundwasserspiegel liegt, das Holz ebenso gut erhält, wie unter Wasser. Es werden daher in solchem Boden gewöhnlich Brückenpfeiler usw. ohne Bedenken auf Pfahlrost oder auf Pfähle mit Betonbett gegründet. Ferner können an Stellen, wo sich Flut und Ebbe geltend machen, und der dadurch täglich bedingte niedrigste Wasserstand nur kurze Zeit andauert, Holzkonstruktionen bis zu etwa 0,3 bis 0,4 m über den gewöhnlichen Ebbe-Wasserspiegel zu stehen kommen, ohne dass dieselben der Fäulnis unterliegen. Dies ist z. B. in Hamburg der Fall, wo die zur Ebbzeit an den Tag kommenden Holzteile der Fäulnis nicht unterliegen.

Andererseits können aber in Gewässern wo die sog. Bohrwürmer oder

*) In Städten können namentlich durch den Einfluss der Entwässerunganlagen erhebliche Grundwassersenkungen eintreten und dadurch ungenügend tief verlegte Holzteile der Gebäudefundamente der Zerstörnng ausgesetzt sein. Einem solchen Schicksal war z. B. in neuerer Zeit das Gebäude des schwedischen Theaters in Helsingfors ausgesetzt, bei dem nach kaum 25 jährigem Bestand, infolge der Senkung des Grundwassers der Pfahlrost so verfault war, dass am Gebäude bedenkliche Setzungen einzutreten begannen. Es musste daher das Fundamentmauerwerk mit beträchtlichem Kostenaufwand stückweise entfernt werden, worauf nach Asbsägung der Pfähle auf 1 $1/2$ m Tiefe unter dem früheren Rost, der Zwischenraum zwischen den Pfahlköpfen und dem unterfangenen Mauerwerk mit Granitblöcken und Ziegelmauerwerk (ohne Anwendung von Rost) ausgefüllt wurde.

Digitized by Google

Seewürmer und Bohrmuscheln (teredo navalis, limnoria terebrans, pholas) auftreten, also namentlich in unmittelbarem Meeresgebiete, durch dieselben sämtliche mit dem Seewasser in Berührung kommenden Holzteile verhältnismässig bald zerstört werden (Die Bohrmuschel, pholas, durchlöchert auch weichen Kalkstein). Deren Wirkung erstreckt sich teils bis zu einer gewissen Tiefe unter der Wasserfläche, teils auch über dieselbe, soweit sich die Feuchtigkeit im Holze erstreckt. So wurde nach einem Berichte von F. Oliva eine im Jahre 1875 im Hafen von Pola (Istrien) erbaute Verlademole aus Eichenholz durch die Einwirkung des Bohrwurmes bereits im Jahre 1882 derart baufällig, dass nur mit grösster Vorsicht mit Lokomotive und Wagen darüber gefahren werden konnte. Die Zerstörung geschah hauptsächlich an der Stelle des Wasserwechsels zwischen Ebbe und Flut, in einer Höhe von 2 m, was dort den Schwankungen des Wasserspiegels nebst Infiltration entspricht, nachdem die gewöhnliche Schwankung des Wasserspiegels im Mittel nur 1 m beträgt. An dieser Stelle waren die Pfähle und sonstigen Hölzer vom Bohrwurm derart zerfressen, dass sie das Gebilde eines Badeschwammes zeigten. Stellenweise hat sogar eine vollständige Trennung der Pfähle in zwei Teile stattgefunden. In dem tiefer unter Wasser gelegenen Teile sind jedoch die Pfähle verhältnismässig intakt geblieben. Diese Zerstörung fand ferner nicht nur im offenen Wasser statt, sondern auch in durch Seewasser durchdrängtem, inundiertem Terrain. Auch Nadelhölzer wurden in gleicher Weise angegriffen.

Als Mittel hiergegen empfiehlt Oliva, dass nicht nur alles Holz unter dem tiefsten Wasserstande gehalten, sondern auch Rostwerk und Pfahlköpfe mit einem dichten Cementbetonguss umhüllt werden. Pfahlwerke für Brücken, Verlademolen usw. können dadurch geschützt werden, dass man sie in der Höhe des Wasserwechsels mit Zinkblech oder mit dünnen Bleiplatten beschlägt. Das viel gebrauchte Anbrennen und Teeren ist zwar nützlich, schützt aber nur kurze Zeit (ÖW. 1887, S. 221).

Als ein bewährtes Mittel hat sich namentlich das Imprägnieren des Holzes mit Kreosot erwiesen. Auch wird stellenweise (namentlich in Holland) ein dichtes Beschlagen der Holzteile mit eisernen oder besser kupfernen Nägeln oder ein Belegen mit Kupferblech angewendet. Infolge der neueren Entwicklung der Eisenbetonkonstruktionen dürften gegenwärtig an Stellen wo der Bohrwurm auftritt anstatt Holzkonstruktionen soweit möglich solche aus Eisenbeton oder Eisen zur Anwendung kommen (vergl. Taf. 14, Fig. 22-31—Taf. 13, Fig. 25—„Wasserbau“ III. Teil, Taf. 17, Fig. 25, 26—Taf. 18, Fig. 4-5—Taf. 20, Fig. 1).

An den finnischen Küsten tritt jedoch der Bohrwurm des strengeren Klimas wegen nicht auf, wohl aber an den südlicheren Küsten der Ostsee.

Unter Wasser versenkte Holzteile können ferner auch durch Berührung

Digitized by Google

mit in Zersetzung begriffenen organischen Stoffen der Zerstörung ausgesetzt sein.

Abgesehen von diesen Einflüssen, so wird das in bewegtem Wasser stehende Holz erfahrungsgemäss auch noch vom Wasser selbst in mechanischer Weise angegriffen, indem die von demselben mitgeführten, am Holz vorbeistreichenden festen Stoffe (Sandkörner usw.) letzteres angreifen und allmählich abnutzen. Daher kommt es, dass in bewegtem Wasser stehende Pfähle oft an Dicke abnehmen, und dass undichte Fugen bei Spundwänden vom durchstreichenden Wasser allmählich erweitert werden.

Bauwerke die sich in bewegtem Wasser befinden (Brückenpfeiler usw.) können bei einer für die vorhandene Geschwindigkeit ungenügenden Festigkeit der Sohle der Unterspülung oder Unterwaschung durch Bildung von Auskolkungen um das Bauwerk herum ausgesetzt sein, welche Kolke bis unter die Fundamentsohle hinabreichen und die Standsicherheit des Bauwerkes gefährden können. Hiergegen werden Spundwandumschliessungen und Steinschüttungen angewendet. Die Spundwände bezwecken, die Entblössung der Fundamentsohle durch allfällige Auskolkungen zu verhindern, und müssen daher dieselben bis zu entsprechender Tiefe unter der Fundamentsohle hinabgeführt sein. Die Steinschüttungen (Steinwürfe) bestehen aus lose eingeworfenen Steinen, die durch Nachsinken die Bildung von Auskolkungen verhindern sollen (vergl. Taf. 23, Fig. 9-13—Taf. 24, Fig. 11, Fig. 12_a, Fig. 16). Nachdem aber solche Steinwurfkörper durch die von denselben bedingte Verminderung des Durchflussprofils einen Aufstau, also eine Erhöhung der Geschwindigkeit und dadurch einen umso stärkeren Angriff der Sohle neben dem Steinwurf verursachen, so sollten die zur Vermeidung von Auskolkungen angewendeten Steinwürfe immer ganz unter die Flussohle versenkt sein, wenn nötig unter vorhergehender Ausbaggerung des Bodens bis zu grösserer Tiefe. Beispiele dieser Art zeigen Taf. 23, Fig. 13 und Taf. 24, Fig. 16 (vergl. die Modellversuche von Engels: ZfB. 1894, S. 407).

B. Beschaffenheit und Tragfähigkeit des Baugrundes.

Die Tragfähigkeit des Baugrundes hängt sowohl von der Festigkeit, Mächtigkeit und Lagerung der Erdschichten als auch von der Grösse und Tiefenlage der Fundamentsohle ab.

Man kann in Bezug auf die Festigkeit guten, mittleren und schlechten Baugrund unterscheiden. Zum guten Grund rechnet man, bei genügender Mächtigkeit und soferne darunter nicht nachgiebige weiche Schichten liegen: sog. gewachsenen oder geschlossenen Felsen, Gerölle, Kies, Sand sowie trocke-

Digitized by Google

nen Ton und Lehm. Zum mittleren Grund kann man rechnen: nassen Ton und Lehm und mitunter auch den aus Ton, Lehm und anderen Erdschichten gemischten Boden, während man zum schlechten Boden alle mit Pflanzenstoffen gemischten Erdarten, wie: Mutterboden (Alluvialboden, Humus), Torf, Moor, Schlamm und aufgeschütteten Boden (soferne derselbe nicht aus künstlich komprimierten Sandschüttungen besteht) rechnen kann.

1. Geschlossener Felsboden hat bei einer Mächtigkeit von 2 bis 3 m und annähernd wagrechter Schichtung eine für die meisten Bauzwecke genügende Tragfähigkeit. Als zulässige Belastung nimmt man etwa $^1/_{20}$ der rückwirkenden Festigkeit des Gesteins. Es kann daher (unter Voraussetzung der Zulässigkeit für das Fundamentmaterial selbst) für feste Felsarten, wie z. B. Granit, je nach der Beschaffenheit des Gesteins, eine zulässige Belastung von etwa 30 bis 100 kg*), für mittelfeste Felsen, wie Kalk, 20 bis 30, und für milde Felsarten, wie Tuffstein, etwa 5 bis 6 kg/qcm angenommen werden. Die Konstruktion der Fundamente bedingt es jedoch, dass diese Belastungen des Felsbodens selten erreicht werden.

Bei stärkerer Neigung der Schichten kann leicht ein Abrutschen derselben eintreten. Dies ist auch bei geringerer Neigung möglich, wenn der Fels auf Ton- oder Lehmschichten liegt, die bei Hinzutritt von Wasser erweicht und an der Oberfläche schlüpfrig werden. Bei der Salzburg-Tiroler Bahn sind z. B. solche Rutschungen bei einer Neigung von nur 4° vorgekommen (s. ÖW. 1876, S. 289).

2. Kies und Sand, bilden gleichfalls bei guter Lagerung und etwa 3 m Mächtigkeit für die meisten Bauzwecke einen sehr guten Baugrund, wenn sie aus dem Wasser abgesetzt, und nicht Verwitterungsprodukte von Gesteinen oder aus Gletscherablagerungen entstanden sind, in welchem Falle sie eine geringere Tragfähigkeit besitzen. Deren zulässige Belastung kann im ersteren Falle bei genügender Tiefe unter der Oberfläche mindestens 4 bis 5 kg/qcm, bei grösserer Tiefe auch bis zu 8 kg/qcm und mehr betragen. In Berlin, wo gemäss der baupolizeilichen Vorschrift der Sandgrund für gewöhnlich nur bis zu 2,5 kg/qcm belastet werden darf, ist man beim Bau der Viadukte der Stadt-Eisenbahn aufgrund von besonderen Untersuchungen bis zu 4,5 kg/qcm gegangen. Es hat sich dabei gezeigt, dass man bei Gebäuden mit gleichförmiger Lastverteilung und wo einiges Setzen für das Bauwerk nicht nachteilig ist, noch viel höher gehen könnte (DB. 1874, S. 497). Zur Vermeidung von nachteiligen Set-

*) Die finnischen Granite von Hangö haben bei einer an der Prüfungstation für Baumaterialien in Charlottenburg vorgenommenen Prüfung eine Festigkeit von 2000 bis 3000 kg/qcm ergeben.

Digitized by Google

zungen ist es wichtig, dass solche Kiesschichten keinen Lehm enthalten, da durch dessen Erweichung im Wasser stärkere Setzungen eintreten können.

Nachdem der Sand nur in geringem Masse zusammenpressbar ist und durch den Reibungs- und Kohäsionswiderstand zwischen den Körnern ungleichmässige Drücke ausgleicht und auf eine grössere Fläche verteilt, so wird der Sand mit Vorteil zur Verbesserung des Baugrundes (als sog. Sandschüttung) verwendet.

Eine besondere Beachtung verdient der Umstand, dass feiner Sand von beweglichem Wasser als sog. Triebsand leicht aufgelockert und fortgerissen wird. Wird daher im Sandboden eine bis unter Grundwasser reichende Baugrube ausgehoben, so ist bei stärkerem Zudrang des Grundwassers ein Ausschöpfen der Baugrube möglichst zu vermeiden, da hierdurch von dem von unten nachströmenden Wasser der Boden leicht gelockert und dadurch weniger tragfähig wird. Die auf solchem Boden aufgeführten Fundamente werden zweckmässig durch Spundwände umschlossen, die möglichst tief reichen sollen, um eine Verschiebung der Unterlage durch etwaige Quellen zu vermeiden. Die Ausführung der Fundamente geschieht dann entweder ohne Ausschöpfen der Baugrube ganz aus Beton, oder unter Anordnung einer nur leichten Betonbettung zur Abdichtung der Sohle (Bestich), um dadurch das Emporquellen des Wassers beim Ausschöpfen zu verhindern.

Indessen wird in solchen Fällen die Baugrube dennoch oft ausgeschöpft, um den Erdaushub durch Ausgraben im Trockenen, anstatt durch das kostspieligere Baggern, ausführen zu können. Der dadurch allenfalls gelockerte Grund kann dann wieder dadurch befestigt werden, dass man vor der Ausführung des Fundaments den Wasserspiegel in der Baugrube durch Hineinpumpen von Wasser einige Zeit gegen den Grundwasserspiegel erhöht, wobei also durch die von oben nach unten gehende Strömung eine Verdichtung des Baugrundes erreicht wird. Im offenen Wasser müssen derartige Fundamente auf Sandgrund entsprechend tief verlegt und durch Spundwände und Steinwürfe gegen Unterspülung geschützt werden.

Bei Gründungen auf Flugsand ist dieser gegen Fortwehen entsprechend zu befestigen (durch Schlämmen und Stampfen, Berasung usw.).

3. Ton und Lehm können gleichfalls, wenn ziemlich trocken, bei einer Mächtigkeit von wenigstens 3 bis 4 m mit etwa 4 bis 5 kg/qcm, bei grösserer Tiefe und entsprechender Härte des Tons aber auch bis zu 8 kg/qcm und mehr belastet werden. So beträgt bei der East River-Brücke in New York der Druck des auf festem Tonboden ruhenden Mittelpfeilers 7,1 kg/qcm und bei den rechtsufrigen Hauptpfeilern der Forth-Brücke bei Queensferry in Schottland, die auf steinigem Tonboden ruhen, sogar über 18 kg/qcm. Die Fundament-

Digitized by Google

U

sohle liegt hier 21 bis 27 m unter der Hochwasserfläche. Bei der Ausführung erwies sich der Boden so hart, dass die Lösung desselben durch Handarbeit äusserst schwierig war, infolge dessen hierfür zur Anwendung von Maschinenkraft (eines mit Wasserdruck betriebenen, sog. hydraulischen Spatens) geschritten werden musste (AB. 1890).

4. Nasser Ton und Lehm werden umso weicher und nachgiebiger, je mehr Wasser sie aufgenommen haben. Bei geringerem Wassergehalt kann auch dieser Boden bei etwa 3 bis 4 m Mächtigkeit, selbst zur Aufnahme grösserer Gebäude noch ziemlich gut sein; man muss dann nur für eine gleichmässige Verteilung der Belastung sorgen, um in Anbetracht der Nachgiebigkeit dieses Bodens ein ungleichmässiges Setzen zu vermeiden. Bei grösserer Wasseraufnahme kann aber ein solcher Boden bis zur Schlammkonsistenz weich werden, und ist dann als Baugrund nicht geeignet. Es ist dann eine Verbesserung des Grundes durch Entwässerung (Drainage), sowie eine künstliche Befestigung desselben, oder ein Niederführen der Fundamente bis zu besseren Erdschichten erforderlich. Die zulässige Belastung eines solchen Bodens kann etwa 1 bis 3 kg/qcm betragen. Doch lässt sich fetter Ton, durch Entwässerung nicht verbessern, da er stark schwindet und rissig wird, und überdies einen grossen Teil seines Wassergehaltes dauernd festhält.

5. Ton- und Lehmschichten zusammen mit anderen Bodenarten. Wenn geneigte undurchlässige Ton- oder Lehmschichten über- oder unter Sand- oder Felsschichten liegen, so können die Trennungsflächen bei genügendem Wasserzufluss derart schlüpfrig werden, dass die darüber befindlichen Erd- oder Felsschichten oft schon durch das Eigengewicht, umsomehr aber bei deren Belastung durch Bauwerke zum Abrutschen kommen *). Solche Rutschungen können auch bei wagrechter Lagerung stattfinden, bei Bauwerken die einem seitlichen Druck ausgesetzt sind, wie dies z. B. bei Stütz- und Futtermauern, Tunneln usw. der Fall ist. Es kann daher oft erforderlich sein, solche Schichten zu entwässern oder ganz zu durchgraben und die Fundamente bis auf tiefer liegenden sicheren Grund niederzuführen.

6. Mutterboden, Torf, Moor, Schlamm und aufgeschütteter Boden geben im allgemeinen einen schlechten Baugrund, der allenfalls zu durchgraben ist, um auf besseren Boden zu gelangen. Wo dies nicht tunlich ist, kann ein künstliches Befestigen der Sohle in Frage kommen, wodurch oft eine genügende Tragfähigkeit selbst für grössere Gebäude erreicht werden kann. Dies gilt namentlich von aufgeschüttetem Boden, der oft, selbst nach 100 jährigem Setzen

*) Siehe „Wasserbau“ II. S. 137: „Entwässerungen zur Vermeidung von Erdrutschungen“.

Digitized by Google

als schlecht anzusehen ist, auf dem aber bei Verteilung des Druckes auf genügend grosse Flächen auch schwere Bauwerke aufgeführt werden können. Die zulässige Belastung dieser Bodenarten kann bis zu etwa 2 kg/qcm betragen.

Bezüglich der zulässigen Belastung des Bodens ist im allgemeinen noch zu bemerken, dass bei grösseren Fundamentflächen ein verhältnismässig kleinerer Teil des Bodens seitlich ausweichen kann als bei kleinen Flächen, daher bei ersteren eine verhältnismässig grössere Belastung f. d. Flächeneinheit zulässig ist als bei letzteren. Nachdem ferner die Bodenschichten in grösserer Tiefe durch das Gewicht der darüber liegenden Erdmassen sowohl mehr komprimiert sind, als auch weniger leicht seitlich ausweichen als bei kleinerer Tiefe, so kann die zulässige Belastung im allgemeinen umso grösser angenommen werden, je tiefer die Fundamentsohle liegt.

Bei gewissen Gründungsarten, die nicht in offener Baugrube, sondern durch Absenken des fertigen Fundamentmauerwerks unter Ausgraben des Bodens unter demselben ausgeführt werden (Brunnen- und Druckluftgründung), wirkt dem Gewicht des Bauwerkes nicht nur der Gegendruck des Bodens an der Fundamentsohle, sondern auch der Reibungswiderstand des seitlich angrenzenden Erdreichs entgegen. Dieser letztere Widerstand ist oft so gross, dass das Gewicht des abgesenkten Mauerkörpers nicht genügt um denselben zu überwinden, sondern eine besondere Belastung erforderlich ist, um ihn zum Sinken zu bringen. Theoretisch ist dieser Widerstand für die Längeneinheit des Fundaments:

$$W = \mu H,$$

wenn μ den Reibungskoeffizienten und H den Erddruck bezeichnet. Letzterer kann nach der bekannten Formel:

$$H = \tfrac{1}{2} \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

bestimmt werden, worin γ das spez. Gewicht des Erdreichs, h die Höhe der eingeschlossenen Wand und φ den Reibungskoeffizienten, bezw. den natürl. Böschungswinkel des Erdreichs bedeutet. Bestehen die Wände aus unbekleidetem Mauerwerk, so kann $\mu = \operatorname{tg} \varphi$ angenommen werden, während bei bekleideten Wänden (mit Holz oder Eisen) $\mu < \operatorname{tg} \varphi$ ist. Im allgemeinen kann für Sand und Kies, je nachdem dieselben mehr nass oder trocken sind, φ zwischen etwa 25 und 40° angenommen werden, während bei feinem Triebsand, nassem Ton und Schlamm der Wert von φ bis auf nahezu $= 0$ herabsinken kann.

Bei unzuverlässiger Beschaffenheit des Grundes wird sich zur Ermittlung der zulässigen Belastnng für wichtige Gebäude immer empfehlen Probebelastungen in der auf S. 32—36 besprochenen Art vorzunehmen.

Digitized by Google

B. Ausführung der Gründungen.

Man kann die Gründungen in drei Hauptgruppen einteilen, nämlich in: Gründungen im Trockenen, unter Grundwasser und im offenen Wasser. In jedem dieser Fälle ist wieder zu unterscheiden, ob guter, mittlerer oder schlechter Grund vorhanden, sowie ob tragfähiger Boden an der Oberfläche, in geringerer oder in grösserer Tiefe liegt.

1. Gründungen im Trockenen.

a. Unmittelbare Gründung auf gutem, an der Oberfläche oder in geringer Tiefe liegendem Grunde.

Man hat hier zu unterscheiden, ob der gute Grund aus Felsboden oder aus lockerem Erdboden besteht. Bei wetterfestem Felsboden kann die Gründung entweder unmittelbar auf die natürliche Felsenfläche, oder erst nach besonderer Bearbeitung derselben stattfinden. Ersteres kann bei einigermassen ebener Oberfläche und bei einer Neigung geschehen, die ein Abgleiten des Bauwerkes nicht eintreten lässt, widrigenfalls die Bodenfläche geebnet (planiert) und gegen Abgleiten allenfalls abgetreppt werden muss. Bei verwittertem (faulem) Felsen wird das Fundament durch Graben, Brechen oder Sprengen bis zum sog. gewachsenen Felsen, und bei festem Erdboden bis unter die Frostgrenze niedergeführt. Zur Vermeidung des Abgleitens darf die Richtung der Auflagerfläche des Fundaments von der winkelrechten Richtung zur Drucklinie nicht mehr abweichen als um den Reibungswinkel.

Taf. 24, Fig. 22. Unmittelbare Gründung eines Leuchtturmes auf festem Felsen (Tankar-Leuchturm bei Gamla Karleby in Finnland). Das Fundament besteht aus einem in Zementmörtel gemauerten Steinsockel S, auf den der eiserne Turm E gestellt ist.

„ „ Fig. 23. Unmittelbare Gründung einer Mauer auf geneigtem Felsen, wobei zur Sicherheit gegen Abgleiten im Felsen befestigte, eiserne Zapfen vorgesetzt sind. Es ist dies eine bei untergeordneten Bauten (z. B. kleineren Stützmauern) zuweilen angewendete Anordnung.

„ „ Fig. 24. Gründung des älteren Eddystone-Leuchtturmes an der englischen Küste, auf einer geneigten Felsenklippe, die behufs Gründung zu wagrechten Absätzen abgetreppt wurde.

„ „ Fig. 25—26. Pfeilergründungen bei den Brücken der Arlbergbahn, bei zu Tage liegendem verwittertem Kalkfelsen. Bei dem ersteren Beispiel wurde die verwitterte Schicht bis zum gewachsenen Felsen unregelmässig abgetreppt und bei dem zweiten zu wagrecht abgeglichener Baugrube ohne Abtreppungen ausgebrochen und ausgesprengt (ÖZ. 1884).

„ „ Fig. 27—28. Gründung der Widerlager der Eisenbahnbrücke über den Kemifluss bei Kemi in Finnland auf geneigtem festem Granitfel-

Digitized by Google

sen mit Abtreppungen (erbaut 1903). Fig. 28 ist der Querschnitt einer der Flügelmauern der Widerlager (TFF. 1904, S. 126).

Taf. 24, Fig. 29. Widerlager der gewölbten Strassenbrücke über die Murg bei Hesselbach, wobei die Fundamentfläche im Felsen winkelrecht zur Drucklinie hergestellt ist (CBl. 1887, S. 341).

" " Fig. 30. Gründung der Nagoldbrücke bei Teinach mit wagrecht abgetreppter Fundamentsohle auf Felsboden (ZfB. 1888, S. 235).

" " Fig. 31. Strassenbrücke mit Druckwiderlagern (verlorenen Widerlagern — „à culées perdues"), unmittelbar gegründet auf festem Kiesboden (Unterführung der Orleansbahn). Hier verteilt sich der Fundamentdruck sowohl auf die wagrechte Bodenfläche *a b* als auch auf die lotrechte Rückenfläche *b c* *).

b. Unmittelbare Gründung auf gutem Boden in grösserer Tiefe.

Wenn die Fundamente zur Erreichung des festen Grundes oder aus anderen durch die Beschaffenheit des Bauwerkes bedingten Gründen (z. B. zur Gewinnung von Kellerräumen) auf grössere Tiefen niedergeführt werden sollen, so geschieht dies meistens in offenen Baugruben, welche in der auf Seite 205—208 besprochenen Weise abgesteift werden. Dabei erhalten langgestreckte Mauern entweder ein der ganzen Länge nach durchgehendes Fundament oder wird dieses nur in Form von einzelnen, in getrennten Gruben (Schächten) ausgeführten Pfeilern hergestellt, die dann oben zur Aufnahme des durchgehenden Mauerwerks durch Gewölbe (Erdbögen, Sparbögen), eiserne Träger, Eisenbetonträger oder einen Betonkörper mit einander verbunden werden.

Anstatt solcher in ausgeschachteten offenen Baugruben aufgemauerter Pfeiler werden zu dem Zwecke auch eiserne Pfähle, Beton- oder Eisenbetonpfähle benutzt, welche in der früher besprochenen Weise hergestellt und eingetrieben werden. Ein weiteres Verfahren zur Herstellung von Betonpfeilern besteht darin, dass entweder das in Fig. 22, Taf. 14 dargestellte, auf Seite 132 beschriebene Verfahren benutzt wird, oder dass bei genügender Konsistenz des Bodens Gruben ohne Absteifungen hergestellt und mit Stampfbeton (event. mit eingestampftem Sand) ausgefüllt werden. Dies kann entweder nach einem älteren Verfahren durch Einrammen und Ausziehen von hölzernen Pfählen, oder durch wiederholte Stösse eines in die Grube frei fallenden Rammklotzes geschehen (Verfahren von Dulac).

Ferner kann in diesem Falle für die Herstellung von Pfeilern grösseren Querschnitts auch noch das bergmännische Gründungsverfahren zur Anwendung kommen, welches darin besteht, dass nur ein Schacht von kleinerem Quer-

*) Siehe bezüglich der Verteilung des Druckes auf die beiden Flächen den Aufsatz von Melan in ÖW. 1896, S. 75 & ÖZ. 1897, S. 129.

Digitized by Google

schnitt bis zur Fundamentsohle abgeteuft und von hier aus die Baugrube bis zum vollen Querschnitt des Pfeilers von unten nach oben erweitert und ausgemauert wird.

Unter gewissen Umständen können in diesem Falle auch hölzerne Pfähle zur Anwendung kommen, nämlich teils bei Bauwerken vorübergehender Art, die nur so lange zu bestehen haben, dass während jener Zeit ein Zerstören des Holzes durch Fäulnis nicht zu befürchten ist (z. B. bei Ausstellungsgebäuden), teils auch bei bleibenden Bauwerken, wenn die Pfähle in ständig feuchten Tonboden zu stehen kommen, oder wenn dieselben leicht erneuert werden können (z. B. bei hölzernen Brückenpfeilern).

Taf. 25, Fig. 1. Gründung eines Widerlagers der Donaubrücke der Nordwestbahn in Wien auf festem Schotter, in einer mittels eingerammter Bohlen abgesteiften Baugrube (ÖZ. 1879).

„ „ Fig. 2. Gründung des Eisenbahnviaduktes von Vaulx in mit Beton ausgefüllten Schächten (NA. 1889, Pl. 23—24),

„ „ Fig. 3. Gründung eines Widerlagers einer eisernen Strassenbrücke (Pont J. F. Lépine) über die Nordbahn in Paris. Das Fundament besteht hier aus einzelnen gemauerten Pfeilern, die bis zu dem in verschiedener Tiefe befindlichen festen Mergel niedergeführt und oben durch halbkreisförmige Gewölbe mit einander verbunden sind (NA. 1901, Pl. 39—40).

„ „ Fig. 4. Fundament für die Hauptpfeiler eines 10 stöckigen Hauses in New York, bestehend aus Eisenbetonpfählen (System Hennebique) von 30 cm im Geviert und 9 m Länge, die oben durch einen Betonkörper mit vier eingebauten I-Trägern mit einander verbunden sind (GC. 1904, Tome XLIV, N:o 11, S. 172).

„ „ Fig. 5—5_c. Herstellung von Beton- oder Sandpfeilern nach dem Verfahren von Dulac. Je nach der Beschaffenheit des Bodens werden zur Herstellung der Gruben (Brunnen) konische oder eiförmige Rammbären von 60 bis 70 cm Durchmesser und etwa 1 ½ t Gewicht benutzt (Fig. 5_a & 5_b), die mittels besonderer Rammen von entsprechender Höhe wiederholt fallen gelassen werden und bei jedem Stoss etwa 40 cm tief eindringen. Dann wird zuerst eine Lage von Steinen und darauf Beton oder Sand in Lagen von etwa 50 cm Höhe mit dem eiförmigen oder einem unten flachen Rammbären (Fig. 5_c) eingestampft. Das Verfahren wurde z. B. bei den Gebäuden der Weltausstellung in Paris 1900 in ausgedehntem Masse angewendet (Beton und Eisen 1905, S. 13—GC. 1900 II, S. 94—ÖZ. 1898, S. 85).

„ „ Fig. 6—7. Rammen für das Gründungsverfahren von Dulac, die erstere von der „Société anonyme de Fondations par compression mécanique du sol" in Paris und die andere von Menck & Hambrock in Altona-Hamburg.

„ „ Fig. 8. Bergmännische Pfeilergründung bei einem Viadukt in Spanien, wobei zuerst ein Schacht von kleinerem Querschnitt bis zu dem auf 20 m Tiefe befindlichen Felsen abgeteuft, und von hier aus die Baugrube durch Unterfangung zum vollen Querschnitt erweitert und allmählig nur bis zu solcher Höhe ausgehoben wurde, als für den Fortschritt der Mauerung erforderlich war. Der Schacht diente hierbei als Förderschacht für den Bodenaushub und die niederzufördernden Baumaterialien, was mittels Eimer und Winde geschah.

Die Vorteile dieses Verfahrens bestehen hauptsächlich im Fortfallen der

Digitized by Google

bei einer offenen Baugrube erforderlichen Absteifung, sowie in der Unabhängigkeit der Gründungsarbeiten von den Witterungsverhältnissen in der vollständig abgedeckten Baugrube. Dagegen ist die bergmännische Arbeit im allgemeinen schwieriger und kostspieliger als die Arbeit in offener Baugrube (DB. 1867).

Taf. 25, Fig. 9. Widerlager der Eisenbahnbrücke über den Halikkofluss in Finnland (Åbo-Karis–Bahn). Der Boden besteht hier aus einer Schicht von nassem Ton, worauf tragfähiger Kies folgt, bis zu dem das Fundament niedergeführt werden musste. Dieses besteht aus hölzernen Pfählen mit darüber angebrachter Betonschüttung, die sich ganz über dem Niedrigwasser des Flusses befinden. Die in der Figur angedeuteten Schrägpfähle waren erforderlich, um dem Schube des beweglichen Tonbodens entgegenzuwirken (TFF. 1899, S. 104).

c. Gründung auf mittelgutem und schlechtem Boden.

Bei einem Boden von geringer Tragfähigkeit ist ein unmittelbares Gründen nur bei solchen Bauwerken zulässig, deren spezifischer Druck die Tragfähigkeit des Bodens nicht übersteigt. Bei grösserem Druck kann entweder eine Verteilung desselben auf eine grössere Fläche als die eigentliche Grundfläche des Bauwerkes, oder eine Verstärkung des Bodens zur Anwendung kommen, und werden hierfür benutzt: Fundamentverbreiterungen, Sandschüttungen, Betonschüttungen, Umgekehrte Gewölbe und Verdichtung des Bodens.

Fundamentverbreiterungen.

Die Verbreiterung der Fundamente zur Erreichung eines kleineren spezifischen Druckes geschieht entweder mittels Abtreppungen oder mittels geböschter Fundamentfüsse.

Bei der Anwendung von Fundamentverbreiterungen ist zu beachten, dass bei einer zu grossen Ausladung des Fundamentfusses die überragenden Teile abgetrennt werden. Dies wird erfahrungsgemäss vermieden, wenn bei den einzelnen Absätzen die Ausladung nicht grösser ist als die Höhe und die Ausladung des ganzen Fundamentvorsprunges nicht grösser ist als etwa $^2/_3$ der Höhe. Im allgemeinen ist das zulässige Ausladungsverhältnis von der Beschaffenheit des Mauerwerks und von der spez. Belastung des Bodens abhängig. Diesbezügliche Versuche wurden beispielsweise gelegentlich der Erbauung der Berliner Stadtbahn vorgenommen. Hierbei wurden verschieden belastete Pfeiler aus Ziegelmauerwerk von $0{,}51 \times 0{,}51$ m Querschnitt, welche einen abgetreppten Fuss von $1{,}03 \times 1{,}03$ m Grundfläche und verschiedene Anläufe erhielten, bis zum Bruch belastet. Es ergab sich dabei, dass bei einem Verhältnis der Ausladung zur Höhe des Fusses von 1 : 1,43, 1 : 1,5, 1 : 1,73, 1 : 2,12 und 1 : 2,6 eine Belastung des Bo-

Digitized by Google

dens bis zu bezw. 2,4, 3,2, 3,3, 3,35 und 5,3 kg/qcm erforderlich war, bevor die Fundamentvorsprünge abrissen (ZfB. 1884, S. 119).

Durch die Fundamentverbreiterungen wird jedoch infolge der Beanspruchung der vorstehenden Teile des Fundamentmauerwerks auf Biegung eine vollkommen gleichmässige Druckverteilung nicht erreicht, sondern machen sich hierbei die Elastizitätsgesetze geltend, welche nach Melan in folgender Art ausgedrückt werden können (ÖZ. 1897, S. 198).

Wird das Mauerwerk als gleichmässig zusammenhängende (monolithische) Masse aufgefasst und die Annahme gemacht, dass der Druck auf die Flächeneinheit der Fundamentsohle p in jedem Punkte der Eindrückung y daselbst proportional, also $p = Cy$ sei, so kann das Gesetz der Druckverteilung durch die Differentialgleichung:

$$\frac{d^4y}{dx^4} = -\frac{12\,Cy}{Eh^3} \text{*)}$$

ausgedrückt werden, worin h die absatsweise veränderliche Höhe des Fundamentmauerwerks und E den Elastizitätskoeffizienten desselben bezeichnet.

Dem entsprechend lässt sich durch Annahme einer bestimmten durch die Grösse von C ausgedrückten Pressbarkeit des Bodens die Druckverteilung ermitteln. Man kann aber allgemein aus der Differentialgleichung ohne weiteres folgern, dass der Druck unter der Fundamentverbreiterung kein ganz gleichförmiger, sondern nach der äusseren Kante zu etwas abnehmend sein wird, dass aber die

*) Diese Gleichung kann aus der gewöhnlichen Gleichung der elastischen Linie $\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EJ}$ folgendermassen abgeleitet werden:

Bezeichnet Q die Querkraft für den gleichen Querschnitt wie das Biegungsmoment M, so ist

$$\frac{d^3y}{dx^3} = \frac{\frac{dM}{dx}}{EJ} = \frac{Q}{EJ}$$

$$\frac{d^4y}{dx^4} = \frac{\frac{dQ}{dx}}{EJ}.$$

Ferner ist z. B. bei einem mit der Last p f. d. lauf. Einh. gleichförmig belasteten Balken von der Spannweite l:

$$Q = \tfrac{1}{2}\,pl - px$$

$$\frac{dQ}{dx} = -p,$$

daher unter Berücksichtigung, dass für die Einheit als Länge der Mauer $J = \frac{1}{12}\,h^3$

$$\frac{d^4y}{dx^4} = -\frac{12\,p}{Eh^3} = -\frac{12\,Cy}{Eh^3}.$$

Digitized by Google

Ungleichförmigkeiten in der Druckverteilung mit wachsender Höhe der Fundamentabsätze und mit zunehmender Pressbarkeit des Bodens (d. i. für kleine Werte von C) sich vermindern werden.

Zur Bestimmung der Absatzhöhe empfiehlt Melan folgendes Näherungsverfahren.

Fig. 75.

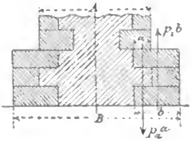
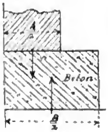


Fig. 76.



Ist a dasjenige Mass womit der oberste Stein des Absatzes in die Mauer eingreift und b die Ausladung des Absatzes nebst der Eingriffstiefe a (Textfig. 75), p_a der mittlere Druck auf die obere Lagerfläche a und p_b derjenige auf die untere Lagerfläche b, so wirkt auf den Absatz ein Drehmoment:

$$p_b b \frac{b}{2} - p_a a \frac{a}{2} = \tfrac{1}{2} (p_b b^2 - p_a a^2).$$

Damit dabei keine Trennung des Mauerwerks eintritt, darf die von diesem Drehmoment hervorgerufene Spannung in der lotrechten Stossfuge die Festigkeit des Mauerbindemittels daselbst nicht übersteigen. Ist daher H die Höhe des Absatzes und k_z die zulässige Inanspruchnahme des Mörtels oder Mauerwerks auf Zug, so ist:

$$\tfrac{1}{2} (p_b b^2 - p_a a^2) = \tfrac{1}{6} H^2 k_z,$$

woraus

$$H = \sqrt{\frac{3 (p_b b^2 - p_a a^2)}{k_z}}.$$

Die den Absatz beanspruchende Scherkraft ist $= p_b b - p_a a$. Ist daher k_s die zulässige Inanspruchnahme des Mauerwerks auf Abscherung, so muss auch

$$H k_s > p_b b - p_a a.$$

Man wird für Mauerwerk in den meisten Fällen etwa $k_z = k_s = 1$ bis 1,6 kg/qcm ansetzen können. Ferner wird bei Ziegelmauerwerk $a = 12$ bis 15 cm und $b = 22$ bis 25 cm, entsprechend bzw. der Breite und Länge der Ziegel anzunehmen, und die Druckverteilung durch Anwendung mehrerer Absätze von der Ausladung $b - a$ durchzuführen sein. Bei Betonfundamenten (Textfig. 76) kann die Inanspruchnahme bis zu etwa 4 bis 6 kg/qcm, und unter Anwendung eines einzigen Absatzes, $a = \frac{A}{2}$ und $b = \frac{B}{2}$ angenommen werden, wenn A die Mauerdicke und B die Fundamentbreite bezeichnet.

Die Sohlenbreite des Fundaments ergibt sich aus der zulässigen Belastung des Bodens, nebstdem bei ausgedehnteren Gebäuden auf ein möglichst gleichmässiges Setzen Rücksicht zu nehmen ist. Dies geschieht in der Art, dass bei gleichmässiger Beschaffenheit des Bodens die schwereren Teile, und bei ungleichmässiger Beschaffenheit die auf die schwächeren Bodenflächen verlegten Teile des Bauwerkes ein breiteres Fundament erhalten. Man wird also bei gleichmässiger Bodenbeschaffenheit einen über die ganze Bodenfläche gleichmässigen

Digitized by Google

spezifischen Druck, und bei ungleichmässigem Boden einen zur Zusammendrückbarkeit der Flächenteile im umgekehrten Verhältnis stehenden Druck zu erreichen suchen. Zu dem Zwecke sind in wichtigen Fällen Probebelastungen vorzunehmen.

Zur Verstärkung der gemauerten Fundamente gegen ungleichmässige Setzungen sind auch Eiseneinlagen ähnlicher Art wie bei den Eisenbetonkonstruktionen zur Anwendung gekommen. Deren Wirkung besteht hauptsächlich darin, dass sie durch ihren Widerstand gegen Zugspannungen der Formveränderung des Mauerwerks entgegenwirken.

Bei Bauwerken die von hölzernen Pfeilern getragen werden geschieht die Druckverteilung je nach dem mehr oder weniger bleibenden Charakter des Gebäudes entweder mittels gemauerter abgetreppter Fundamente, oder durch Anwendung von hölzernen Fundamentfüssen, wenn nicht die Pfeiler als Pfähle bis zu der für die Tragfähigkeit erforderlichen Tiefe eingerammt werden.

Taf. 25, Fig. 10—11. Fundamente der Kaserne an der Esplanade zu Wesel. Bei diesem 5 bis 6 Geschosse hohen Gebäude fiel ein Teil auf gewachsenen und ein anderer auf angeschütteten Sandboden. Bei ersterem geschah die Gründung entsprechend Fig. 11 durch Verbreiterung des Fundamentfusses mit zwei Absätzen, von 0,81 m Mauerdicke auf 1,5 m Breite an der Fundamentsohle, während bei dem angeschütteten Teil des Bodens (trotz seiner nahezu 200 jährigen Ablagerung) die Verbreiterung entsprechend Fig. 12 mittels geböschter Fundamentfüsse von 0,81 m auf 3,0 m Breite vorgenommen wurde (ZfB. 1863, Textbl. U).

„ „ Fig. 12. Gründung des Gebäudes der „Assicurazioni generali" in Triest auf angeschüttetem Boden von geringer Tragfähigkeit. Das Fundament besteht hier aus Bruchsteinmauerwerk mit Santorin-Zementmörtel und wurde von der Mauerdicke von 1,3 m, in vier Absätzen auf eine Breite von 3,5 m verbreitert. Die Höhe der oberen Absätze betrug 0,5 m und jene des untersten 0,65 m. Das Gebäude hat sich um 3 cm gleichmässig gesetzt (AB. 1888).

„ „ Fig. 13. Gründung der eisernen Hallenpfeiler am Düsseldorfer Bahnhof mittels mehrfach abgetreppter Fundamente.

„ „ Fig. 14. Gründung der Inundationspfeiler der Weserbrücke bei Fürstenberg auf lehmigem Kies, mit Fundamentverbreiterung von 2,8 auf 9,0 m (HZ. 1881).

„ „ Fig. 15. Brückenwiderlager am Bahnhof Blankenheim, gegründet auf abgetreppten Pfeilern, die zur Aufnahme der Widerlagsmauer durch Bögen mit einander verbunden sind (ZfB. 1883).

„ „ Fig. 16. Gründung der hölzernen Pfeiler beim Transito-Magazin der Elbeschleppbahn in Aussig mittels gemauerter abgetreppter Fundamente (ÖW. 1886).

„ „ Fig. 17—17a. Hölzerne Pfeiler mit gemauerten Fundamenten bei einer Strassenbrücke über einen Eisenbahn-Einschnitt (AB. 1875).

„ „ Fig. 18—18a. Ziegelmauerwerks-Fundament mit Eiseneinlagen auf nachgiebigem Kleiboden, bei einem Wohnhaus in Leer, nach E. Otto. Die Fundamentbreiten wurden so bemessen, dass der Baugrund, der eine Tragfähigkeit von 1,5 kg/qcm ergab, nirgends mehr als 1,5 kg/qcm empfängt. Da

Digitized by Google

der Kleiboden bei anhaltendem Regen viel Wasser aufnimmt, das ihn bis zu gewisser Tiefe breiartig macht, wurden zur Erreichung eines gleichmässigen Senkens unten und oben in der Längsrichtung laufende Einlagen von $^3/_{25}$ mm Bandeisen in Abständen von 10 cm in den Lagerfugen des Mauerwerks angebracht (oben 6 und unten 11 Bandeisen). Der Erfolg war ein sehr günstiger (CBl. S. 237).

Taf. 25, Fig. 19—19a. Provisorische Eisenbahn-Gerüstbrücke mit eingebetteten Querschwellen zur Verteilung des Pfeilerdruckes (Normalien der Österr. Nordwestbahn).

„ „ Fig. 20. Hölzerner Güterschuppen der Galizischen Transversalbahn, mit Pfeilern, die zur Druckverteilung am Fusse mit einem Schwellenkreuz versehen sind (DB. 1885, S. 325).

Sandschüttungen.

Bei der Verstärkung des Bodens mittels Sandschüttungen wird die Baugrube bis zu der für die Erreichung der zulässigen spezifischen Belastung des Grundes erforderlichen Breite ausgehoben, und gut ausgewaschener reiner scharfkantiger grober Sand in Lagen von etwa 15 bis 20 cm Dicke aufgebracht, die durch Aufgiessen von Wasser und Ausschöpfen desselben aus einem tiefliegenden Sumpf einzeln eingeschlämmt und eingestampft oder eingewalzt werden. Auf dieser bis zu einer Höhe von etwa 0,75 bis 2 m hergestellten Sandunterlage wird das gemauerte Fundament, gewöhnlich noch mit einer Anzahl von Verbreiterungsstufen, aufgeführt. Erfahrungsgemäss bilden solche Sandschüttungen ein vorzügliches Mittel zur Verteilung des Druckes auf eine grössere Breite. Ist b die Breite des gemauerten Fundaments über der Sandschüttung, B diejenige Breite der Sandschüttung an der Sohle, auf die sich der Druck verteilt, α der Richtungswinkel der geradlinig gedachten Druckverteilung gegen die Vertikale, H die Höhe der Sandschüttung, G der Druck der Mauer, G_1 das Gewicht der Sandschüttung f. d. lauf. Einheit und k die zulässige spez. Belastung des Bodens, so ist unter Voraussetzung einer gleichmässigen Druckverteilung auf die Sohle:

$$Q = G + G_1 = kB = k\,(b + 2H \operatorname{tg} \alpha),$$

$$B = \frac{Q}{k}$$

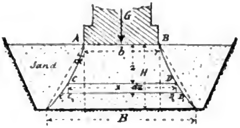
$$H = \frac{B - b}{2} \operatorname{cotg} \alpha.$$

Nachdem die Ausbreitung des Druckes durch die Wirkung des Reibungs- und Kohäsionswiderstandes der vom Druck getroffenen Sandkörner gegen die angrenzenden, nicht unmittelbar belasteten Körner geschieht, so muss der Winkel α umso grösser sein, je inniger die Körner durch Einschlämmen und Stampfen mit einander in Berührung kommen. Wird vom Kohäsionswiderstand abgesehen, also nur der Reibungswiderstand berücksichtigt, so kann bei Vernachlässigung des Ei-

Digitized by Google

gengewichtes G_1 des Sandkörpers das Gesetz der Druckverteilung nach Winkler*) in folgender Weise ausgedrückt werden:

Fig. 77.



Der Druck auf die Fläche C_2D_2 (Textfig. 77) ist um den Reibungswiderstand in den Flächen CC_2 und DD_2 kleiner als der Druck G auf CD. Ist dieser Widerstand auf jeder Seite $= wdz$, so ist der Druck auf $C_2D_2 = G - 2wdz$. Da sich aber der ganze Druck G auf $C_1D_1 = x + dx$ verteilt, so verhält sich $G : (G - 2wdz) = (x + dx) : x$, woraus $Gx = Gx + Gdx - 2wxdz - 2w\,dx\,dz$, oder bei Vernachlässigung des letzten Gliedes:

$$Gdx = 2w\,xdz.$$

Nun ist nach den Gesetzen des Erddruckes der gegen die Flächeneinheit einer lotrechten Wand mit wagrechter Hinterfüllung durch eine auf der letzteren angebrachte gleichförmig verteilte Belastung p f. d. Flächeneinheit ausgeübte Druck:

$$P = p\,\mathrm{tg}^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right),$$

wenn φ den Reibungswinkel, bezw. den natürl. Böschungswinkel des Erdreichs bezeichnet. Nachdem im vorliegenden Falle für den gegen CC_2 ausgeübten Druck $p = \frac{G}{x}$ und $w = P\,\mathrm{tg}\,\varphi$, also $Gdx = 2\,P\,\mathrm{tg}\,\varphi\,xdz$, so ist

$$dx = 2\,\mathrm{tg}\,\varphi\,\mathrm{tg}^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)dz.$$

Demnach ist, unter Beachtung dass für $z = 0$, $x = b$ werden muss,

$$x = b + 2\,\mathrm{tg}\,\varphi\,\mathrm{tg}^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)z.$$

Wird nach Brennecke für Sandschüttungen, die ganz über Grundwasser liegen $\varphi = 40^0$ angenommen, so ist $x = b + 0{,}364\,z$, somit

$$B = b + 0{,}364\,H.$$

Nachdem aber anderseits $B = b + 2H\,\mathrm{tg}\,\alpha$, so wäre bei blosser Berücksichtigung des Reibungswiderstandes $\mathrm{tg}\,\alpha = 0{,}182$, also $\alpha = 10^0\,20'$.

Dieses Resultat zeigt aber eine wesentliche Abweichung von der gebräuchlichen, teilweise auf Versuchserfahrungen gegründeten Annahme, dass sich der Druck in einer dem Reibungswinkel, bezw. dem natürlichen Böschungswinkel φ annähernd entsprechenden Richtung nach unten übertrage, demnach also α annähernd $= \varphi$ wäre. Es zeigt sich vielmehr eine bessere Übereinstimmung mit der von Brennecke aufgrund seiner eigenen Versuche ausgesprochenen Vermutung (Br. S. 120), dass der Winkel α möglicher Weise nur gleich dem halben naturl. Böschungswinkel φ sein wird, wiewohl auch dieser Wert gegenüber dem obigen Wert noch viel zu gross erscheint.

*) Dr. E. Winkler. Vorträge über Brückenbau. Die Querkonstruktionen. Wien 1879, S. 25.

Digitized by Google

Dieser Widerspruch deutet nun darauf hin, dass in derartigen Sandmassen nebst dem Reibungswiderstand gleichzeitig auch der Kohäsionswiderstand mehr oder weniger wirksam auftritt, infolge dessen die Versuche je nach dem Vorherrschen der die Kohäsion begünstigenden Faktoren (Korngrösse und Reinheit des Sandes, verschiedener Feuchtigkeitsgrad der Masse, verschiedener Grad des Stampfens) sehr verschiedene Werte von α ergeben müssen.

Winkler bemerkt an genannter Stelle, dass sich zwar der Einfluss der Kohäsion der theoretischen Untersuchung entzieht, weil es an der Kenntnis des Kohäsionskoeffizienten fehlt, allein Versuche hätten gezeigt, dass bei Schotter mit in einander greifenden Stücken, wie solcher zu Brückendecken benutzt wird, für die Druckübertragung der Kohäsion ein sehr bedeutender Einfluss zuzuschreiben ist. So soll sich bei einem Versuche von Fränkl mit einer solchen, mit Ziegelbrocken untermischten Kiesschicht von 25 cm Höhe:

$$B = b + 2{,}7\,H$$

ergehen haben, weshalb nach Winklers Ansicht hier nicht nur die Reibung als Widerstand tätig gewesen sein kann.

Es erscheint daher gerechtfertigt, auch bei den für Gründungen benutzten Sandschüttungen dem Kohäsionswiderstand einen grösseren Einfluss einzuräumen, und dürfte mit Rücksicht hierauf bei besonders sorgfältiger Ausführung die gebräuchliche Annahme:

$$\alpha = \varphi$$

als äusserster Wert als zulässig angenommen werden können. Es wird dann für $\varphi = 40^0$:

$$B = b + 2H\,\mathrm{tg}\,\alpha = b + 1{,}678\,H$$

$$H = \frac{B - b}{1{,}678}.$$

Bei weniger zuverlässiger Ausführung und erforderlicher grösserer Sicherheit aber wird man allenfalls bis zu etwa $\alpha = \frac{\varphi}{2}$ herunter gehen. Die zulässige Belastung der Sandschüttungen (an ihrer oberen Fläche) kann etwa 2 bis 3 kg/qcm betragen.

Taf. 25, Fig. 21. Durchlass der finnischen Staatseisenbahnen (Åbo-Karis — Bahn), gegründet auf Sandschüttung. Derselbe ist auch über dem Sandfundament gegen Verschiebungen durch den Frost mit einer entwässernden Sandschicht umschlossen.

„ „ Fig. 22. Widerlager der Eisenbahnbrücke über den Aura-Fluss in Finnland (ursprüngliche Anordnung). Der Boden besteht hier bis zu einer Tiefe von etwa 22 m aus nachgiebigem Ton, weshalb nur die beiden Widerlager auf Sandschüttung, die vier Mittelpfeiler aber auf Pfähle mit Betonbettung gegründet wurden, die bis zu dem unter der Tonschicht befindlichen festen Kies- und Sandboden hinabreichen. Die Anlage hat sich jedoch

Digitized by Google

insofern nicht bewährt, als der erweichte Tonboden unter dem Druck der an beiden Ufern angeschütteten Erddämme abrutschte und die Widerlager mitnahm. Es wurden daher später die Erddämme durch Blechbrücken mit je zwei Öffnungen ersetzt und sämtliche Pfeiler und Widerlager auf Pfähle mit Betonbett gegründet (TFF. 1899).

Taf. 25, Fig. 23. Gründung eines Teiles der Kaserne an der Esplanade zu Wesel, der auf einen aus Mauerschutt, Erde und Sand vermengten Boden zu liegen kam. Hierbei wurde eine Sandschüttung mit geböschten Seitenbegrenzungen, zusammen mit einer starken Fundamentverbreiterung angewendet. Die unterste Mauerdicke betrug 0,81 m, die Breite des Mauerfundaments 3,0 m und jene der Sandschüttung an der Sohle 5,0 m (ZfB. 1863, Textbl. U. — Vergl. Gründung der Gebäude auf Bahnhof Emden: HZ. 1864, S. 154, Bl. 283).

In ähnlicher Weise wurde das Königl. Regierungsgebäude in Breslau auf einer Sandschüttung von 2 m Höhe gegründet. Der Grund bestand hier bis einer durchschnittlichen Tiefe von 4 m aus angeschüttetem Boden, worauf eine starke Letten-Schichte folgte. Es wurde daher der Boden bis zu dieser Schichte ausgeschachtet und die seitlich geböschte Baugrube mit einer die Böschungen bekleidenden 30 cm starken Betonmauer umgeben, um hierdurch ein seitliches Ausweichen der Sandschüttung infolge des Hochwasserdruckes der wenig entfernten Oder und bei etwaigen Rohrbrüchen der nahe gelegenen Strassenkanäle zu verhindern. Hierauf wurde der aus der Oder gebaggerte Sand in Schichten von 30 cm Stärke eingebracht, jede Schichte durch Einpumpen von Wasser gleichmässig durchnässt und so fest eingestampft, dass ein Sondiereisen mit äusserster Anstrengung nur 20 bis 30 cm tief eingestossen werden konnte. Auf die Sandschüttung kam zunächst eine aus lagerhaften, 20 cm starken Granitplatten bestehende Grundsohle, und darauf die aus Bruchsteinmauerwerk bestehende Grundmauer (ZfB. 1890, S. 11).

Manchmal wird die Sandschüttung über die ganze Grundfläche des Gebäudes ausgeführt, wie dies z. B. beim Pathologischen Institut der Universität Breslau geschehen ist (CBl. 1891, S. 309).

„ „ Fig. 24. Gründung der Garnisonswaschanstalt in Danzig, wobei die Sandschüttung von einer Spundwand umschlossen ist, wodurch nebst dem Absteifen der Baugrube ein Unterwaschen der Fundamente durch etwaige unterirdische Quellen verhindert wird (ZfB. 1886).

„ „ Fig. 25. Gründung eines Maschinenhauses in Danzig (Holmen) auf einer entsprechend der Ausbreitung des Druckes geböschten Sandschüttung. Hierdurch wird gegenüber den vorigen Anordnungen zwar an Sandmaterial und Arbeit gespart, dagegen keine so zuverlässige Druckverteilung erreicht, weshalb sich die Anordnung nur für weniger wichtige Gebäude empfiehlt (TT. 1887).

Betonschüttungen.

Die zur Ausbreitung des Druckes im Trockenen angewendeten Betonschüttungen bestehen aus einem Betonkörper (Betonbett, Betonbettung, Betonplatte), der an den Seiten gewöhnlich entsprechend Textfig. 76 lotrecht begrenzt, selten geböscht ist, und in Lagen von 15 bis 30 cm Höhe eingebracht und gestampft wird. Die erforderliche Breite und Höhe dieses Betonkörpers bestimmen sich nach den früher bei Besprechung der Fundamentverbreiterungen angegebenen Regeln. Ist also A die Breite der auf dem Betonkörper stehenden Mauer,

Digitized by Google

B die in früher angegebener Weise durch die zulässige Belastung des Bodens bedingte Breite und H die gesuchte Höhe des Betonkörpers, so ist in der früher (S. 236) für die Höhe der Fundamentabsätze hergeleiteten Formel:

$$H = \sqrt{\frac{3\,(p_b\,b^2 - p_a\,a^2)}{k_z}}$$

entsprechend Textfig. 76 für $a = \frac{A}{2}$ und $b = \frac{B}{2}$ zu setzen, daher

$$H = \tfrac{1}{2}\sqrt{\frac{3\,(p_b\,B^2 - p_a\,A^2)}{k_z}}.$$

Wird die auf den Betonkörper wirkende Last mit G bezeichnet, so ist $p_b\,B = p_a\,A = G$, daher:

$$H = \tfrac{1}{2}\sqrt{\frac{3\,G\,(B - A)}{k_z}}.$$

Gewöhnlich wird aber H angenommen, und zwar bei weniger belasteten Fundamenten zwischen etwa 0,5 und 0,75 m und bei grösserer Belastung bis zu etwa 2,0 m. Die Sohlenbreite B pflegt dann in der Art ermittelt zu werden, dass von den untersten Aussenkanten der Mauerwerkssohle nach der Betonsohle hin Linien unter 45° gezogen und mit der letzteren zum Schnitt gebracht werden. Es ist dann:

$$B - A = 2H.$$

Wird dies in die letzte Gleichung eingesetzt, so ergibt sich:

$$k_z = \tfrac{3}{2}\,\frac{G}{H}.$$

Bei der Ausführung wird die seitliche Begrenzung der Betonschüttung bei zähem Boden allenfalls durch blosses lotrechtes Abstechen derselben, sonst aber durch Brett-, Bohl- oder Spundwände gebildet.

Die Betonschüttung hat gegenüber der Sandschüttung den Vorteil grösserer Zuverlässigkeit, nachdem der Betonkörper eine feste Masse bildet, die sowohl gegen mechanische Einwirkungen einen grösseren Widerstand erbietet, als auch infolge seiner geringen Zusammendrückbarkeit sich weniger setzt als die Sandschüttung. Wenn Sandschüttungen nichts destoweniger oft vorgezogen werden, so geschieht dies mit Rücksicht auf deren erheblich geringere Kosten. Aus demselben Grunde werden auch Kombinationen von Sand- und Betonschüttung angewendet.

Infolge ihrer Eigenschaft, dass sie einen zusammenhängenden festen Körper bildet, wird die Betonschüttung oft weniger zur Ausbreitung des Druckes, als vielmehr zur Vermeidung von ungleichförmigen Setzungen in der Längsrichtung

Digitized by Google

einer Mauer benutzt, bevor diese genügend erhärtet ist. Es wird dann die Breite des Betonkörpers oft viel kleiner angenommen, als es bei der angenommenen Höhe desselben zulässig wäre.

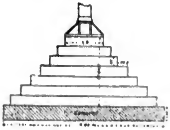
Man kann den Widerstand der Betonschüttungen gegen ungleichförmige Setzungen bedeutend erhöhen, wenn dieselben mit Eiseneinlagen versehen werden, die entweder nach der Monier'schen Bauart aus einem nahe an der unteren und etwa auch an der oberen Kante verlegten Gitter von Rundeisenstäben, oder aus Streckeisen anderer Art, oder nach der Bauart von Hennebique aus einem Rundeisengitter nebst Verstärkungsrippen aus Eisenbeton bestehen. Da die hierbei in der Querrichtung angebrachten Stäbe zugleich den Betonkörper in dieser Richtung gegen den Angriff durch die Belastung verstärken, so kann bei der Anwendung von Eiseneinlagen die Höhe des Betonkörpers wesentlich kleiner angenommen werden als sie sonst erforderlich wäre.

Taf. 25, Fig. 26. Betonfundament bei einem Pfeiler der oberen Rheinbrücke zu Basel. Da hier der Betonkörper den Pfeiler nur wenig überragt, so dürfte der erstere hauptsächlich die Erreichung eines gleichmässigen Setzens bezweckt haben (ZfB. 1886).

„ „ Fig. 27. Gründung eines Widerlagers der Weserbrücke bei Fürstenberg auf Betonschüttung, zusammen mit einer weit gehenden Fundamentabtreppung. Die Verbreiterung geschah hier von der Widerlagerdicke von 6,0 m auf 16 m Breite an der Sohle der Betonbettung (HZ. 1881).

„ „ Fig. 28. Kombination von Sand- und Betonschüttung nebst Fundamentverbreiterung bei einem Wasserturme zu Villeneuve-St. George. Die unterste Mauerdicke beträgt hier 1,0 m, die Breite und Höhe der Betonschüttung bzw. 3,0 m und 0,5 m, und jene der Sandschüttung bzw. 3,5 m und 0,7 m (GC. 1884).

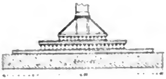
Fig. 78.



1 : 132

Stufenförmiges Fundament bei amerikanischen Hochbauten.

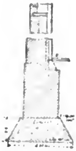
Fig. 79.



1 : 132

Beton-Eisenrost-Fundament bei amerikanischen Hochbauten.

Fig. 80.



1 : 400

Betonfundament des World-Gebäudes in New York.

Die Textfiguren 78 bis 80 zeigen einige bei amerikanischen Hochbauten angewendete Gründungsanordnungen unter Benutzung von Betonschüttungen. Es sind dies Fundamente von sog. eisernen Gerippbauten in grösseren Städten, wie Chicago und New York, welche Gebäude bis zu 20 Stockwerken hoch sind, und bei denen der Untergrund stellenweise nur eine Tragfähigkeit von 1 bis 2 kg/qcm besitzt. Textfig. 78 ist ein stufenförmiges

Pfeilerfundament aus Steinblöcken auf einer Betonschüttung von 0,45 m Höhe, und Fig. 79 ein sog. Beton-Eisenrost, wobei das Mauerwerk über der Betonschüttung durch einen eisernen Rost ersetzt ist, welcher aus vier ins Kreuz gelegten Schichten von dicht neben einander liegenden Einsenbahnschienen besteht. Fig. 80 ist der Querschnitt der äusseren Mauerpfeiler des 10 Stockwerke hohen World-Gebäudes in New York, dessen Betonfundament entsprechend der Druckverteilung geböschte seitliche Begrenzungen hat (ÖZ. 1893).

Umgekehrte Gewölbe.

Die Gründung mittels umgekehrter Gewölbe oder Sohlengewölbe besteht darin, dass die Fundamente mehrerer Mauern oder Pfeiler durch abwärts gekehrte Gewölbe so miteinander verbunden werden, dass dadurch der Druck auch auf den unter den Gewölben liegenden Boden übertragen wird. Der gleiche Zweck kann zwar auch durch entsprechend starke durchgehende Betonschüttungen erreicht werden, da aber hierbei diese auf Biegung beanspr̈ucht werden, so bedingt diese Anordnung im allgemeinen einen grösseren Materialaufwand als umgekehrte Gewölbe. Ferner werden auch Kombinationen von umgekehrten Gewölben mit Betonschüttung und mit Sandschüttung, sowie Sohlengewölbe mit Eiseneinlagen angewendet.

Zur Bestimmung der Scheitelstärke der Gewölbe kann folgendes Näherungsverfahren benutzt werden:

Taf. 25, Fig. 29—29ₐ. Stärke der ungekehrten Gewölbe. Ist p der Druck f. d. Flächeneinheit des als gleichmässig verteilt gedachten Gegendruckes des Bodens, l die Stützweite, z die Pfeilhöhe der Mittellinie des Druckes und H der Horizontalschub, so ist (Fig. 29):

$$H \cdot z = \frac{pl}{2} \cdot \frac{l}{4}$$

$$H = \frac{pl^2}{8z}.$$

Wird die Drucklinie günstigsten Falles mit der Schwerlinie des Gewölbes zusammenfallend angenommen, so ist bei kreisförmigen Gewölben vom Krümmungshalbmesser R näherungsweise:

$$2Rz = \frac{l^2}{4}$$

$$z = \frac{l^2}{8R}, \text{ daher}$$

$$H = pR.$$

Wird dagegen angenommen, dass die Mittellinie des Druckes ungünstigsten Falles mit der unteren Drittellinie des Gewölbes zusammenfällt (Fig. 29_a), so ist, wenn d die Gewölbdicke am Scheitel und k die grösste spez. Druckspannung (untere Kantenspannung), nach der Theorie der Gewölbe:

Digitized by Google

$$k = \frac{2H}{d}, \text{ daher}$$

$$d = \frac{2H}{k}.$$

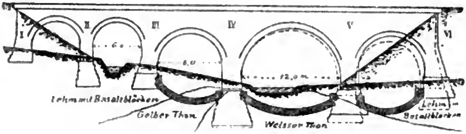
(Vergl. CBl. 1885, S. 11).

Taf. 25, Fig. 30—31. Gründung des Museums für Völkerkunde in Berlin mittels umgekehrter Gewölbe. Die Gewölbe erhielten hier in gewöhnlich üblicher Weise eine Untermauerung und sind je nach der Spannweite 0,3 bis 0,6 m stark (ZfB. 1887—vergl. Sohlengewölbe mit Betonschüttung bei der Gründung hoher Gebäude in Amerika: ZfB. 1895, Bl. 31).

„ „ Fig. 32. Kombination von umgekehrten Gewölben mit Untermauerung aus Beton- und Sandschüttung beim Empfangsgebäude des Bahnhofs Flensburg (DB. 1885).

Ein interessantes Beispiel über die Anwendung von umgekehrten Gewölben liefert die in nachstehender Textfigur 81 dargestellte Fundamentverstärkung bei der Elbbachtal-Brücke bei Willmenrod.

Fig. 81.



1 : 500

Umgekehrte Gewölbe bei der Elbbachtal-Brücke bei Willmenrod.

Der Boden besteht hier aus knetbarem Ton, der bis auf 20 m Tiefe erbohrt wurde, ohne festeren Untergrund erreicht zu haben. Da die Gründung des Objektes nichts destoweniger nur mit verhältnismässig kleinen Fundamentverbreiterungen der Pfeiler stattfand, so erfolgten auf der tieferen, von einem Bache durchflossenen Seite bald so bedeutende Senkungen, dass zu einer Verstärkung der Fundamente durch die drei in der Figur ersichtlichen Sohlengewölbe geschritten werden musste. Hiervon erhielten die beiden seitlichen eine Stärke von 0,6 m und das mittlere eine solche von 0,75 m. Die Senkung der Pfeiler IV, V und des Widerlagers VI betrug vor der Verstärkung bezw. 0,5, 2,7 und 61,4 cm. Es trat jedoch auch nach dem Einziehen der Sohlengewölbe nicht unmittelbar Gleichgewicht ein, sondern senkten sich jene Pfeiler noch um bzw. 18,5, 88,3 und 63,6 cm (CBl. 1887, S. 250).

Oft werden die Sohlengewölbe auch nur gegen den Auftrieb des Grundwassers, zur Erlangung wasserdichter Kellerböden angewendet. Beispiele dieser Art sind die folgenden:

Taf. 25, Fig. 33—34. Wasserdichte Sohlengewölbe für Kellerböden bzw. aus Beton und Eisenbeton (Syst. Monier) in der Ausführung der Firma Wayss & Freitag in Neustadt a. d. Haardt und München. Wenn sich die Gewölbe gegen durchgehende Mauern stützen können, so werden dieselben als Kappengewölbe ausgeführt, während bei der Anlage zwischen einzelnen Pfei-

Digitized by Google

lern diese entweder wie in Fig. 33 durch Bogengurte mit einander verbunden und an diese die als **Kreuzgewölbe** ausgeführten Sohlengewölbe angeschlossen werden, oder es kommen anstatt der Gurte wie in Fig. 34 eiserne I-Träger und dazwischen eingebaute Kappengewölbe zur Anwendung.

Verdichtung des Bodens.

Die Erhöhung der Tragfähigkeit des Bodens durch Verdichtung desselben kann entweder durch unmittelbares Einrammen von **Steinen, Kies** usw., oder nach dem früher beschriebenen Verfahren von **Dulac** mittels **seitlicher Verdrängung** des Bodens durch einen Rammbär und Ausfüllen der Hohlräume mit eingestampften Steinen und Kies oder Beton, oder durch Eintreiben von **Pfählen aus Beton** oder **Eisenbeton** geschehen.

Das Verfahren der ersteren Art ist beispielsweise in **Bremen** viel benutzt worden, wo selbst grössere Speicher auf einem Untergrund aufgeführt sind, der durch Eintreiben von **Ziegelbrocken** mittels Zugramme verdichtet worden ist. — Das Verfahren von **Dulac** wird ausser zu dem früher besprochenen Zwecke der Ausführung von Betonpfählen im Erdboden, die bis zum tragfähigen Boden hinabreichen, auch nur zur Verdichtung des Bodens benutzt, wie dies in ausgedehnterem Masse bei der Gründung der Gebäude der Weltausstellung in **Paris** 1900 geschehen ist. — Ein interessantes Beispiel über die Verdichtung des Bodens mittels eingerammter **Betonpfähle** kam nach einem Berichte des „**Politecnico**" (**Milano** 1904, S. 635) in neuerer Zeit in **Venedig** zur Ausführung, wobei es sich darum handelte, für ein grösseres Fabriksgebäude auf der „**Giudecca**" den Grund nach diesem Verfahren tragfähig zu machen. Zu dem Zwecke wurden konische hölzerne Pfähle von 1,5 m Länge und 0,35 Durchmesser am Kopfende in den Boden eingerammt, und nach Herausziehen derselben die Holräume mit Stampfbeton ausgefüllt. Die hölzernen Rammpfähle waren mit Eisen beschlagen und wurden beim Herausziehen zugleich gedreht. Über den so ausgeführten Betonpfählen (über 8500 Stück) wurde ein Eisenbetonbett von 0,2 bis 0,25 Dicke hergestellt.

2. Gründung unter Grundwasser.

Soll die Sohle des Fundaments **unter Grundwasser** zu liegen kommen, so sind die zwei Hauptfälle zu unterscheiden, dass entweder die Baugrube während der Ausführung der Gründung **trocken** gehalten, oder die Gründung **ohne Trockenlegung** der Baugrube ausgeführt wird.

a. Gründung unter Grundwasser bei Trockenhaltung der Baugrube.

Durch die Trockenlegung der Baugrube geht dieser Fall in den vorigen der „**Gründung im Trockenen**" über und gelten somit hierbei alle früher unter 1. angegebenen Methoden. Doch ist bei unter Wasser liegenden **Sand**-

Digitized by Google

schüttungen der Reibungswinkel φ nur etwa halb so gross wie im Trockenen (nach Brennecke: unter Wasser $\varphi = 24^0$) anzunehmen und die Schüttung durch Spundwände gegen Fortspülen durch Grundwasserströmungen zu schützen.

Es können aber hier infolge der früher angeführten Erfahrung, dass dauernd unter Grundwasser liegende Holzteile der Fäulnis nicht unterliegen, auch noch folgende Mittel zur Befestigung des Grundes oder zur Übertragung des Druckes auf tiefer liegende Erdschichten zur Anwendung kommen: Der liegende Rost und Hölzerne Pfähle.

Derjenige Teil der Fundamentmauern, welcher unter die Wasserfläche zu liegen kommt, ist hier in Zementmörtel oder als Trockenmauerwerk auszuführen.

Die Trockenlegung der Baugrube geschieht in diesem Falle entweder durch unmittelbares Auschöpfen aus einer an tieferer Stelle angelegten Grube (Sumpf) oder durch Entleeren von einem oder mehreren Brunnen, die in oder neben der Baugrube angelegt werden.

Das letztere Verfahren wurde beispielsweise bei der Ausführung der in offenen Baugruben hergestellten Tunnel usw. der Berliner Hoch- und Untergrundbahn mit gutem Erfolg benutzt. Hierbei wurden nach Ausschachtung der Baugrube bis zum Grundwasserspiegel, auf der Baustelle, bzw. in deren nächster Umgebung eiserne Brunnenrohre mit filterartigen Ansätzen bis unter die Sohle des zukünftigen Bauwerkes eingetrieben. Die gegenseitige Entfernung dieser 8 bis 15 cm weiten Rohre war je nach dem Wasserandrange sehr verschieden, in der Regel aber 9 m. In diese auf 5 m Höhe durchlöcherten, nach dem Eintreiben unten geschlossenen Rohre wurden Saugröhren eingesetzt, die mit 30 cm weiten Saugleitungen in Verbindung standen, welche zu den von Lokomobilen angetriebenen Kreiselpumpen geführt waren. Jede Pumpenanlage umfasste 40 Rohrbrunnen, und genügte für eine Baustrecke von etwa 250 m Länge. Die Entwässerung einer Strecke erfolgte in 2 bis 3 Tagen. Der Untergrund bestand aus Sand und Kies, der stellenweise von groben Geschieben und undurchlässigen Tonschichten durchsetzt war (ÖZ. 1902, S. 13-14— Schw. Bztg. 1902, II, S. 158).

In ähnlicher Weise wurde bei der Herstellung zweier Notauslässe für die Kanalisation von Charlottenburg verfahren. Nachdem hierbei die Baugrube in üblicher Weise mit Bohlen bekleidet war, wurden in derselben neben der einen Baugrubenwand in Abständen von 10 m Mantelrohre von 219 mm Durchmesser etwa 5 m tief eingebohrt und darin Rohrbrunnen von 150 mm Durchmesser eingebracht, die auf die ganze in der Erde befindliche Länge durchlöchert waren. Sodann wurden die Mantelrohre herausgezogen, in die Rohrbrunnen Saugrohre von 100 mm Durchmesser hineingesteckt und mit einer neben oder in der Baugrube angeordneten, 200 mm starken, an den Enden geschlossenen Pumpenleitung verbunden. Fünf bis acht solche Rohrbrunnen bildeten eine Pumpgruppe (CBl. 1898, S. 73).

Das Verfahren wurde auch bei der Gründung der Doppelschleuse des Nordostseekanals zu Holtenau mit gutem Erfolg angewendet. Da hier die Bodenuntersuchungen sehr wasserhaltige starke Sandschichten, abwechselnd mit undurchlässigen Mergelschichten ergaben, die mit dem Meere nicht in unmittelbarer Verbindung standen, und zu befürchten war, dass bei der Ausschachtung der Baugrube bei gewöhnlicher Entleerung diese Erdschichten aufgebrochen und

Digitized by Google

gelockert worden wären, so wurden vorher auf der einen Seite der Schleuse zwei, und auf der anderen ein gemauerter Brunnen von 8 m äuss. Durchmesser mittels Pressluft bis auf 22 mm Tiefe abgeteuft und aus diesen das Wasser ausgepumpt. Nach etwa $1\,{}^1/_4$ Jahren ununterbrochenen Pumpens hatte sich der Wasserstand im Boden um 15 m gesenkt, so dass die Baugrube fast vollkommen im Trockenen ausgehoben und das Betonfundament zwischen Spundwänden im Trockenen eingebracht werden konnte (ZfB. 1897, 1898).

Eine eigenartiges Verfahren zur Herstellung und gleichzeitigen Trockenlegung von Baugruben ist das folgende:

Taf. 25, Fig. 35—35a. Betongründung unter Grundwasser, unter Benutzung von Dynamit, angewendet bei der Herstellung einer Futtermauer für die neuen Befestigungen von Lyon. Der Boden bestand oberst aus einer 0,8 bis 2,2 m starken lehmigen Sandschicht, und darauf aus einer Kiesschicht, die mit einem Wasserbecken in Verbindung stand, dessen Spiegel etwa 2 m höher als die Kiesschicht war, sodass durch den Grundwasserstand der Sand fast bis zu Schlamm aufgelöst war. Die Gründung der Mauer geschah durch Herstellung von Betonpfeilern, wofür die Gruben mittels Dynamit ausgesprengt und zugleich durch Zurückdrängung des Grundwassers trockengelegt wurden.

Zu dem Zwecke bohrten vier Arbeiter mit einem Erdbohrer von 43 mm Durchmesser in 2 bis 3 Minuten ein Loch bis auf den Kies, senkten an einem Holzstabe eine Ladung Dynamit von 100 gr (8 Patronen auf 1 m Höhe) hinab und entzündeten dieselbe. Hierdurch entstand eine trockengelegte nahezu zylindrische Baugrube von etwa 1,1 m mittlerer Weite, indem nur die Wände des Bohrlochs zurückgedrückt wurden. Nur am oberen Rande des Bohrlochs war aus kegelförmiger Erweiterung etwas Boden herausgeschleudert, der dann teilweise in das Loch zurückfiel und den unteren Teil desselben (*A* und *B*, Fig. 35) wieder ausfüllte. Sofort nach der Sprengung wurde durch zwei Arbeiter ein 1,5 m hoher Blechzylinder von 1,1 m Durchmesser und 4 mm Wanddicke mit schweren Hämmern in den losen Boden eingetrieben, während ein im Zylinder stehender Arbeiter den Boden auswarf (Fig. 35a). Diese Arbeit durfte nicht länger als ½ Stunde dauern, da nach Verlauf derselben das Wasser wieder hervortrat. Der dann etwa noch vorhandene Rest des weichen Bodens wurde zugleich mit dem Wasser ausgeschöpft.

Sobald der Kiesgrund freigelegt war, wurde das Rohr bis zur Hälfte mit Beton gefüllt und dann mittels eines Flaschenzuges abwechselnd etwas gehoben und gefüllt, bis die Grube voll war. Mit gut eingeübten Leuten wurden in 10 Arbeitsstunden fünf Pfeiler von ungef. 2 m Tiefe hergestellt. Die Pfeiler erhielten eine Entfernung von 6 m von Mitte zu Mitte, und wurden zur Aufnahme der Mauer durch Stichbögen mit einander verbunden.

Das Verfahren zeichnet sich vor anderen durch Schnelligkeit der Ausführung und durch Billigkeit aus. Im vorliegenden Falle sollen die Kosten nur ungefähr 38 % derjenigen Kosten betragen haben, die das in solchen Fällen sonst gebräuchliche Gründungsverfahren mittels Baggerung zwischen Bohlwänden und durchgehender Betonschüttung erfordert hätte (NA. 1887, S. 103— CBl. 1887, S. 490).

Liegender Rost.

Der liegende Rost besteht aus einem steifen Gerippe von Balken und Bohlen, welches in gleicher Weise wie die Betonschüttung sowohl eine Druck-

Digitized by Google

verteilung auf eine grössere Breite als auch eine Versteifung des Fundaments in der Längsrichtung zur Vermeidung von ungleichmässigen Setzungen bezweckt.

Man unterscheidet den sog. Schwellrost, bestehend aus einem Gerippe von Quer- und Langschwellen, welches Gerippe mit einem Bohlenbelag abgedeckt ist, und den weniger gebräuchlichen Bohlenrost, bestehend bloss aus zwei Bohlenlagen der Länge und Quere nach, wovon die obere Lage dicht ist, während in der unteren die Bohlen eine gegenseitige Entfernung von etwa 1 m erhalten. Ausserdem werden auch Kombinationen von Rost mit Sand- und Betonschüttungen und mit umgekehrten Gewölben angewendet. Bei der Gründung auf liegendem Rost wird die Baugrube so tief ausgehoben, dass der Rost auf genügend tragfähigen Untergrund und genügend tief unter den niedrigsten Grundwasserstand zu liegen kommt.

Gegenwärtig ist jedoch der liegende Rost weniger gebräuchlich, und wird meistens der Betonschüttung der Vorzug gegeben.

Taf. 25, Fig. 36—36_a. Schwellrost in der meistens gebräuchlichen Form, bestehend aus einer unteren Lage von Querschwellen, über welchen eine Lage von Langschwellen und über diesen in der Querrichtung ein dichter Bohlenbelag angebracht ist. Die Querschwellen erhalten 20 bis 30 cm Stärke und eine gegenseitige Entfernung von etwa 1,0 bis 1,5 m, während die Langschwellen etwas grösseren Querschnitt und eine gegenseitige Entfernung von 0,5 bis 1,0 m erhalten. Dieselben werden in die Querschwellen etwa 5 bis 8 cm eingelassen. Bei grösserer Länge werden die Langschwellen durch ein Hakenblatt über den Querschwellen versetzt gestossen, und ist es in wichtigen Fällen angezeigt zur Erlangung grösserer Steifigkeit die Lang- und Querschwellen an den Kreuzungspunkten durch hölzerne oder eiserne Nägel mit einander zu verbinden.

Der Bohlenbelag erhält 6 bis 15 cm Stärke und wird allenfalls am Roste mit Nägeln befestigt, was namentlich notwendig ist, wenn das Fundament einem seitlichen Schube ausgesetzt ist.

Man lässt den Rost seitlich um etwa 20 bis 30 cm über das Mauerwerk vorragen. Behufs besserer Druckverteilung über die ganze Fläche werden sämtliche Hohlräume unter dem Bohlenbelag mit Ton, losen Steinen, Schotter, Sand, Bauschutt oder Beton ausgestampft.

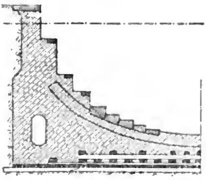
" " Fig. 37—40. Variationen des Schwellrostes. In Fig. 37 ist die Schwellenanordnung die gleiche wie im vorigen Falle, während der Bohlenbelag hier in der Längsrichtung zwischen den Langschwellen eingelegt ist. Diese Anordnung bedingt dadurch dass die Langschwellen einen Teil des Bohlenbelages ersetzen, eine Ersparnis an Bohlen, ergibt aber eine unebene Auflage für das Mauerwerk, indem man zur Vermeidung einer zu grossen Verschneidung die Langschwellen entsprechend einer Höhe von 1 bis 2 Ziegeln über den Bohlenbelag emporragen lässt. Bei Ziegelmauerwerk werden aber diese Unebenheiten leicht ausgeglichen. — Fig. 38 ist ein Rost mit umgekehrter Schwellenanordnung, nämlich mit unten liegenden Langschwellen und obenliegenden Querschwellen, zwischen denen in der Querrichtung der auf den Langschwellen befestigte Bohlenbelag angebracht ist. Diese Anordnung ist namentlich in Frankreich gebräuchlich. Auch bei dieser Anordnung kann man zur Minderung der Verschneidung die Querschwellen um 1 bis 2 Ziegeldicken über dan Bohlenbelag vortreten lassen. — Bei Fig. 39 ist die Anordnung der Schwellen die gleiche wie im vorigen Falle, während der Bohlenbelag hier über den Quer-

Digitized by Google

schwellen in der Längsrichtung verlegt ist. — Fig. 40 zeigt die gleiche Anordnung wie Fig. 37, wobei aber der Rost behufs grösserer Steifigkeit mit seitlichen Langschwellen versehen ist, in welche die Querschwellen mittels eines schwalbenschwanzförmigen Blattes eingelassen sind.

Taf. 25, Fig. $41-41_a$. Anordnung des liegenden Rostes an Gebäudeecken, wobei die verlängerten Langschwellen der einen Richtung als Querschwellen in der anderen Richtung dienen.

Fig. 82.



1:300

Rost mit mehreren Schwellenlagen (Trockendock zu Wilhelmsort).

Wenn es sich bei grossen Belastungen um eine gleichmässige Druckverteilung über grössere Flächen handelt, so können auch Roste mit mehreren Schwellenlagen über einander in Frage kommen. Eine solche, zwar seltene Anordnung kam z. B. bei der Gründung des Trockendocks zu Wilhelmsort in Holland zur Anwendung (Textfig. 82). Nachdem bei dem vorhandenen, leicht beweglichem Triebsand-Boden weder bis zu der für ein Betonfundament erforderlichen Tiefe gebaggert, noch ein Pfahlrost angewendet werden konnte, wobei durch das Einrammen der erforderlich gewesenen ca. 3000 Pfähle der Boden zu sehr in Bewegung gebracht, und ein unüberwindliches Aufquellen des Wassers hervorgerufen worden wäre, und man auch befürchtete dass in diesem Boden erfahrungsgemäss die etwa eingeschlagenen Pfähle, beim Einrammen benachbarter Pfähle wieder in die Höhe getrieben worden wären, so entschloss man sich zur Anwendung dieses mehrfachen Schwellrostes. Derselbe besteht aus 6 Balkenlagen, und zwar unterst aus einer Lage von Querschwellen von 0,3 m Höhe, 0,35 m Breite und 1 m gegenseitiger Entfernung, darauf einer dichten Lage von Langschwellen von 0,2 m Höhe, und dann noch vier einander kreuzenden Lagen von Quer- und Langschwellen mit gegenseitigen Schwellenentfernungen von 1 m. Dabei wurde um 85000 Gulden Tannenholz verbraucht (HZ. 1869, S. 373, Bl. 471).

" " Fig. 42. Bohlenrost verwendet bei einem Gebäude des Österr. Lloyd in Triest, bestehend aus einer unteren Lage von drei Längsbohlen von 16 cm Dicke und darüber einer dichten Lage von 17 cm starken Querbohlen (AB. 1858–59).

" " Fig. 43. Kombination des liegenden Rostes mit Sandschüttung bei einem finnischen Plattendurchlass (Lovisa-Vesijärvi-Eisenbahn).

" " Fig. 44. Kombination des liegenden Rostes mit Betonschüttung nebst grosser Fundamentverbreiterung, bei dem neuen Verwaltungsgebäude des Österr. Lloyd in Triest. Der Grund besteht aus angeschüttetem Boden mit wechselnder Tragfähigkeit, unter dem sich bis zu 29 m Tiefe Meeresschlamm befindet. Das Fundament besteht im untersten Teil auf etwa 1 m Höhe aus einem starken liegenden Rost aus Lärchenholz, der mit Beton übermauert ist, während die oberen Schichten von je 50 cm Höhe aus Steinplatten von 2 m Länge bestehen. Die durchschnittliche Setzung des Gebäudes betrug 15 cm und war ziemlich gleichmässig, mit einer grössten Abweichung von etwa 6 cm (CBl. 1883).

" " Fig. 45. Kombination des liegenden Rostes mit umgekehrten Gewölben. Der Zweck des Rostes ist hier lediglich als steife Unterlage für das Mauerwerk zu dienen und bei demselben Brüche durch ungleichförmige Setzungen zu verhindern.

Digitized by Google

Gründung auf hölzernen Pfählen.

Hölzerne Pfähle finden unter Grundwasser eine sehr ausgedehnte Anwendung, und zwar werden dieselben entweder zur Verdichtung des Grundes als sog. Füllpfähle, oder zur Überführung des Druckes auf tiefere Erdschichten als Grundpfähle benutzt. Im letzteren, häufiger vorkommenden Falle hat man zu unterscheiden: Pfähle die festen Grund nicht erreichen, und daher nur durch den Reibungswiderstand in den durchdrungenen Erdschichten dem Drucke des Bauwerkes entgegenwirken (Friktionspfähle), und Pfähle die auf festen Grund zu stehen kommen. In beiden Fällen findet zugleich eine Verdichtung des Bodens statt. Die Pfähle erhalten gewöhnlich eine Dicke von etwa 20 bis 30 cm und eine Länge bis zu etwa 15 m. Dieselben werden in Reihen in den Boden eingetrieben, mit einer Entfernung der Reihen und der Pfähle in jeder Reihe von etwa 0,6 bis 1,5 m. Gewöhnlich werden die Pfähle der einzelnen Reihen einander unmittelbar gegenüber gestellt, so dass sie ein Netz von Rechtecken bilden, selten in Dreieckform, bzw. in Versatz mit schiefer Gegenüberstellung, wiewohl dadurch der Boden gleichmässiger komprimiert, und der Widerstand beim Einrammen kleiner wird.*) Die Anzahl der erforderlichen Reihen und die gegenseitige Entfernung der Pfähle hängt von den Abmessungen der Fundamentmauer, der Belastung und der Tragfähigkeit der Pfähle ab.

Zur Aufnahme des Fundamentmauerwerks werden die Pfähle entweder mit einem Pfahlrost, oder meistens mit einem über den Pfahlköpfen angebrachten Betonbett versehen. Manchmal wird auch der Rost in Beton eingebettet, sowie wohl auch das Mauerwerk unmittelbar auf den wagrecht abgeschnittenen Pfahlköpfen aufgeführt. Die Anordnung des Pfahlrostes ist im Prinzip die gleiche wie jene des liegenden Rostes, wobei die unteren Schwellen auf den Pfahlköpfen befestigt werden. Bei Anwendung eines Betonbettes über den Pfählen werden diese in einer Höhe von mindestens 0,15 m, meistens aber in einer Höhe von etwa 0,3 bis 0,5 m und mehr über der Sohle der Baugrube stumpf abgeschnitten und darüber das Betonbett von etwa 1 bis 1,5 m Höhe angebracht. Um für dieses eine festere Unterlage zu erhalten wird oft vorher eine Sand- oder Kiesschüttung von etwa 0,3 m Höhe eingestampft.

Sowohl der Pfahlrost als auch das Betonbett auf Pfählen werden sowohl mit umgekehrten Gewölben als auch zusammen mit eisernen Verstärkungen in Form von einem eisernen Rost, bzw. im Form von eisernen Armierungs-Einlagen im Beton angewendet.

*) Bei der Gründung des Reichstagshauses in Berlin wurde beispielsweise diese Anordnung angewendet. Die Pfähle haben dort in jeder Reihe eine Entfernung von 1 m und beträgt die Entfernung der Reihen 0,87 m (CBl. 1885, S. 25).

Digitized by Google

Die Anwendbarkeit der Grundpfähle ist teils durch deren Tragfähigkeit, teils dadurch begrenzt, dass dieselben bei weichem Boden im allgemeinen leichter seitwärts ausweichen, als dies bei gemauerten Fundamenten der Fall ist. Der letztere Nachteil macht sich namentlich geltend bei Bauwerken, die einem horizontalen Schube ausgesetzt sind (Stützmauern, Brückenwiderlager), wobei dann Schrägpfähle gegen seitliche Verschiebungen anzuwenden sind.

Bei der Anwendung von Grundpfählen muss die Baugrube wenigstens so tief ausgehoben werden, dass sämtliche Holzteile ständig unter Wasser zu liegen kommen. Um einen Teil des Druckes auch auf den Untergrund zu übertragen ist bei der Anwendung des Pfahlrostes und bei unmittelbarem Auflegen des Mauerwerks auf die Pfähle der Raum zwischen der Sohle der Baugrube und der Mauer mit Steinmaterial, Kies, Lehm oder Beton sorgfältig auszustampfen. Doch ist es mit Rücksicht auf die verschiedene Zusammendrückbarkeit der Pfähle und des Bodens und mit Rücksicht auf die Möglichkeit dass der Boden durch etwaige unterirdische Quellen fortgespült werden kann, angezeigt, bei der Berechnung der Pfähle die ganze Last auf diese zu verteilen.*)

Taf. 25, Fig. 46. Verdichtung des Bodens mittels Füllpfählen nach dem seit Alters in Venedig üblichem Verfahren. Diese Pfähle erhalten eine Länge von 1 bis 2 m und werden im Versatz eingeschlagen. *a b* ist der niedrigste Grundwasserstand.

„ „ Fig. 47. Grundpfähle als Friktionspfähle. Nachdem durch dieselben fester Boden nicht erreicht wird, so beruht deren Tragfähigkeit auf dem Reibungswiderstand des Bodens, wobei letzterer zugleich durch Verdichtung befestigt wird.

„ „ Fig. 48, Grundpfähle die auf festem Boden stehen.

Taf. 26, Fig. 1—2. Beispiele der Aufführung des Mauerwerks unmittelbar auf den Pfahlköpfen bei bzw. der Eisenbahnbrücke bei Waldshut (AB. 1862) und der Isakskathedrale in St. Petersburg (AB. 1886).

„ „ Fig. 3—5. Beispiele von Pfahlrosten mit 2, 3 und 5 Pfahlreihen bei bzw. dem Postgebäude in Stettin (ZfB. 1880), der Elisabeth-Kirche in Wilhelmshaven (ZfB. 1874) und der Werrabrücke bei Münden (HZ. 1856). Hierbei besteht der Rost aus über den Pfahlreihen gelegten Langschwellen und einfachem Bohlenbelag.

„ „ Fig. 6—6_a. Gewöhnliche Anordnung des Pfahlrostes (Eisenbahnbrücke über den Zeglinstrom der Berlin-Stettiner Eisenbahn), bestehend aus einer unteren Lage von Langschwellen (Grundschwellen, Holme), die über die Pfahlreihen gelegt und mit den Pfahlköpfen verzapft sind. Über diesen sind, (gewöhnlich in gleicher Entfernung wie jene der Pfähle, mitunter auch weiter von einander) Querschwellen oder Zangen gelegt, welche mit den Langschwellen um 5 bis 10 cm verblattet (Einschnitte in den Querschwellen) oder seltener verkämmt sind (Einschnitte in Quer- und Langschwellen), was wegen der Schwächung der Langschwellen weniger zweckmässig ist (ZfB. 1879, Bl. 48).

*) Bezüglich der Tragfähigkeit der Pfähle siehe S. 111—114.

Digitized by Google

Gewöhnlich werden die Querschwellen über die Pfahlköpfe verlegt, in welchem Falle jedoch die Verblattung anzuwenden ist, um nicht die an jener Stelle bereits durch die Zapfenlöcher geschwächten Holme noch mehr zu schwächen. Die Zwischenräume zwischen den Querschwellen werden durch einen auf den Holmen aufgenagelten Bohlenbelag von 6 bis 12 cm Stärke abgedeckt. Bei kleinerer Bohlendicke und geringer Verschneidung der Schwellen wird keine ebene Auflagefläche wie jene in der Figur erhalten, sondern werden die Querschwellen über dem Bohlenbelag vortreten. Die dadurch entstehenden Zwischenräume können durch Ziegelmauerwerk oder Beton geebnet werden.

Die Zapfen der Pfahlköpfe erhalten zur Dicke etwa $^1/_3$ der Holmdicke und eine Länge, die ungef. gleich ist der halben Höhe des Holms. Eine weitere Befestigung ist nicht erforderlich. Die Langschwellen werden über den Pfählen stumpf gestossen, und mit seitlich angeschraubten eisernen Laschen versehen.

Taf. 26, Fig. 7—7_a. Befestigung der Rostschwellen auf den stumpf abgeschnittenen Pfahlköpfen mittels hölzerner Pflöcke (Normalien der Österr. Südbahn).

Man verwendet in gleicher Weise auch eiserne Nägel oder Holzschrauben. So sind bei den Pfeilerfundamenten der Elbebrücke bei Pirna die Holme mittels Holzschrauben von 40 cm Länge und 3 cm Stärke unmittelbar auf den Pfahlköpfen befestigt worden (HZ. 1878, S. 33).

Im allgemeinen gestattet das Auflegen der Holme auf die stumpf abgeschnitteneh Pfähle eine vollkommenere Auflagerung als die Verzapfung, gewährt aber eine geringere Sicherheit gegen seitliche Verschiebung des Rostes.

„ „ Fig. 8—8_a. Pfahlrost mit unten liegenden Querschwellen, darüber gelegten Langschwellen und zwischen diesen liegendem Bohlenbelag in der Längsrichtung (Kaimauern im Hafen zu Bremen). Das Vortreten der Langschwellen über den Bohlenbelag hat hier den Vorteil, dass dadurch dem Abgleiten der dem Erddrucke ausgesetzten Mauer entgegengewirkt wird. Zu gleichem Zwecke wurde auch der Rost nach aussen etwas ansteigend angeordnet und durch Schrägpfähle gestützt, welche gegen die Langschwellen angelegt sind (HZ. 1889).

„ „ Fig. 9—9_a. Brückenwiderlager der Torneåbahn in Finnland (bei Kaakamo), gegründet auf Pfähle mit Betonbett (1 : 3 : 5) von 1,0 m Dicke, mit darunter eingestampfter Kiesschicht von 0,3 m Dicke. Die Pfähle sind durch den weichen Tonboden bis zum festen Sand niedergeführt, und bestehen aus fünf Reihen senkrechter Pfähle und drei Reihen Schrägpfähle (TFF. 1905, S. 138).

„ „ Fig. 10. Kombination von Grundpfählen mit umgekehrten Gewölben und Betonschüttung beim grossen Speicher am Kaiserkai in Hamburg. Das Fundamentmauerwerk ruht hier unmittelbar auf den stumpf abgeschnittenen Pfahlköpfen, und dient zur gegenseitigen Absteifung der Pfahlköpfe und als Unterlage für die Sohlengewölbe eine Betonschüttung von 0,5 m Dicke.

„ „ Fig. 11. Kombination von Pfahlrost mit umgekehrten Gewölben bei einem Warenspeicher in Gotenburg. Die Gewölbe erstrecken sich hier über die ganze Gebäudefläche und bilden zugleich einen Abschluss der Kellersohle gegen das Grundwasser.

„ „ Fig. 12—12_a. Amerikanischer Brückenpfeiler (Viadukt in New York) mit kombiniertem hölzernem und eisernem Pfahlrost nebst Betonbett. Der eiserne Rost besteht aus alten Eisenbahnschienen (Engg. Nws 1895, II, No. 17).

„ „ Fig. 13. Pfeiler der Kornhausbrücke in Bern (Eiserne Bogenbrücke).

Digitized by Google

Derselbe besteht aus Stampfbeton und ist auf Grundpfählen gegründet. Um eine grössere Widerstandsfähigkeit der Betonplatte zu erreichen, legte man in den Beton oben und unten je einen Rost aus zwei Lagen gekreuzter I-Balken ein (Schw. Bztg. 1898—CBl. 1898, S. 412).

b. Gründung unter Grundwasser ohne Trockenhaltung der Baugrube.

Wenn wegen zu starken Wasserandranges oder aus anderen Gründen von der Trockenlegung der Baugrube abgesehen werden muss, so können bei geringerer Tiefe der Fundamentsohle unter der Grundwasserfläche auch für diesen Fall die meisten der früher genannten Methoden mit einzelnen Modifikationen zur Anwendung kommen, und zwar: unmittelbares Mauern, Sand- und Betonschüttung, liegender Rost, Pfahlrost und Pfähle mit Betonbett. — Bei unmittelbarem Mauern wird der unter Wasser verlegte Teil als Trockenmauerwerk aus versenkten Blöcken ohne Mörtelverband, oder durch Eingiessen von Zementmörtel ausgeführt. Im letzteren Falle müssen die Fugen an den Aussenflächen gegen seitliches Ausrinnen des Mörtels abgedichtet werden, was etwa durch Anpressen von Leinwand geschehen kann. Soll zugleich ein Durchrinnen des Mörtels an der Sohle verhindert werden, so wird die Leinwand auch unten durchgezogen. Sandschüttungen werden hier durch unmittelbares Einschütten des Sandes, Betonschüttungen dagegen unter Benutzung der früher beschriebenen Versenkungsapparate ausgeführt. — Der liegende Rost wird hier zuvor im Trockenen fertig hergestellt und sodann durch Niederdrücken in die Baugrube versenkt, was auch beim Pfahlrost der Fall ist, der auf die stumpf abgeschnittenen Pfähle niedergesenkt, und mittels eiserner Nägel oder hölzerner Pflöcke befestigt wird. Das auf dem Roste auszuführende Mauerwerk, wird dann bis über die Grundwasserfläche als Trockenmauerwerk oder durch Eingiessen von Zementmörtel hergestellt. Anstatt Rost und Trockenmauerwerk können aber in diesem Falle auch sog. Senkkasten und Schwimmpfeiler, wie solche bei den Gründungen im offenen Wasser besprochen werden sollen, benutzt werden. Es sind dies wasserdichte Kasten, welche auf den vorher abgeglichenen Boden versenkt werden, innerhalb welcher dann das Fundament im Trockenen ausgeführt wird. — Bei Anwendung von Pfählen mit Betonschüttung werden erstere unter Wasser abgeschnitten und darnach der Beton mittels Senkapparat eingebracht.

Es können aber hier noch folgende Methoden zur Anwendung kommen: Versteinerungsgründung, Brunnengründung, Druckluftgründung und Gefriergründung.

Digitized by Google

Versteinerungsgründung.

Dieses Verfahren besteht darin, dass bei vorhandenem Sand- oder Kiesboden dieser in der bereits auf S. 190 und 219 besprochenen Weise durch Einpressen von Zementmilch oder Zementpulver in Beton verwandelt wird. Die Methode wurde z. B. bei den Widerlagern der Steyrbrücke zu Steyr (ÖZ. 1898, S. 748) und bei der Gründung der Donaubrücke bei Ehingen mit gutem Erfolg benutzt. Bei letzterer Gelegenheit wurden Mannesmann-Röhren von 40 mm Durchmesser und 4 m Länge, die mit einer lose angesetzten Gusseisenspitze versehen waren, in Entfernungen von 0,5 m in den Sandboden eingetrieben. Nach Erreichung der nötigen Tiefe wurde das Rohr unter Zurücklassung der Spitze um etwa 10 bis 20 cm gehoben und mittels Pumpe Zementmilch eingepresst (CBl. 1901, S. 506 — vergl. CBl. 1884, S. 344 — 1889, S. 358, 599 — AdP. 1893, I, S. 108).

Brunnengründung.

Bei diesem Gründungsverfahren werden prismatische hohle Körper, sog. Senkbrunnen, durch Ausgraben des Erdreichs aus denselben bis zum festen Boden versenkt, und nach Ausfüllung des inneren Hohlraumes mit Beton oder mit Mauerwerk als Fundamentpfeiler benutzt.

Die Bodenentnahme aus dem Brunnen geschieht, so lange sich derselbe über Wasser befindet durch unmittelbares Graben und im Wasser durch Baggern. In einzelnen Fällen, namentlich bei Sandboden, wird das Baggern wesentlich erleichtert, wenn man das Wasser aus dem Brunnen zeitweilig teilweise ausschöpft, indem dann das empordringende Grundwasser den Boden lockert. Bei weniger starkem Wasserandrang kann es oft vorteilhaft sein, den Brunnen bis zu gewisser Tiefe unter dem Grundwasserspiegel durch gänzliches Ausschöpfen trocken zu halten, um dadurch das gegenüber dem Baggern billigere unmittelbare Ausgraben des Bodens anwenden zu können. *)

In der Regel werden die Senkbrunnen mit dichten Wänden ausgeführt, so dass sie nach vollbrachter Senkung nur so hoch mit Beton ausgefüllt zu werden brauchen, als zur Abdichtung der Sohle notwendig ist, wonach der übrige Teil des Brunnens vom Wasser entleert und mit gewöhnlichen Mauerwerk ausgefüllt werden kann. Zuweilen kommt unter das Betonbett zuerst eine Sandschüttung.

Nach vollbrachter Füllung können diese Brunnenpfeiler entweder einzeln

*) Dies kann allenfalls in früher angedeuteter Weise durch Senkung des Wasserspiegels mittels eines in oder neben dem Senkbrunnen eingetriebenen Rohrbrunnens geschehen (vergl. Sc. Am. 1891, Suppl. — CBl. 1895, S. 543 — 1896, S. 20).

Digitized by Google

(z. B. als Fundamente für kleinere Brückenpfeiler) oder bei ausgedehnteren Bauwerken in Reihen oder Gruppen zur Anwendung kommen und werden dann in den letzteren Fällen entweder so dicht an einander versenkt, dass eine unmittelbare Ausführung des Mauerwerks über denselben möglich ist, oder erhalten dieselben grössere gegenseitige Abstände und werden entweder durch grössere Steinplatten, gewölbte Gurte, oder wohl auch durch eiserne Träger mit einander verbunden, und darüber das Mauerwerk ausgeführt. Diese Verbindungen werden gewöhnlich so tief angebracht, dass sie am Bauwerke nicht sichtbar sind; nur bei Brückenpfeilern ist die Verbindung manchmal so hoch angeordnet, dass der Pfeiler Portalform erhält.

Zur Erleichterung des Eindringens in den Boden werden die Senkbrunnen am unteren Ende gewöhnlich mit einer scharfkantigen, steifen Unterlage in Form eines sog. Brunnenkranzes oder Schlinges versehen. Je nach der Konstruktion des Brunnens und der Beschaffenheit des Bodens sinkt derselbe entweder nur unter der Wirkung des Eigengewichtes, oder erhält derselbe eine besondere Belastung, bestehend aus einer übergelegten Plattform, mit aufgelegtem oder angehängtem Baumaterial, Eisenballast usw. Wenn sich ein Senkbrunnen während des Senkens schief stellt, so kann derselbe gewöhnlich durch stärkeres Ausgraben und Belasten auf der zurückgebliebenen Seite ausgerichtet werden. Da beim Ausgraben eines Brunnens die angrenzenden Erdmassen immer mehr oder weniger nachsinken, so ist der Rauminhalt der ausgehobenen Massen immer wesentlich grösser als jener des versenkten Brunnenteiles. Nachdem sich ferner infolge der hierdurch bedingten Lockerung des Erdreichs ein nebenan versenkter Brunnen leicht schief stellen würde, so sollen neben einander zu versenkende Brunnen immer gleichzeitig, oder bei längeren Reihen zuerst die mit ungeraden, und dann jene mit geraden Zahlen versenkt werden.

Man verwendet je nach dem Charakter des Bauwerkes und je nach den lokalen Verhältnissen, Brunnen aus Holz, Mauerwerk oder aus Eisen. Hölzerne Brunnen werden selten, gewöhnlich nur für Gründungen auf kleinere Tiefen benutzt und eiserne Brunnen hauptsächlich nur an Stellen, wo passendes Steinmaterial schwer zu beschaffen und wo möglichst glatte äussere Wände behufs Minderung des Reibungswiderstandes erwünscht sind. Die Querschnittsform der Brunnen ist je nach der Grundrissform des Bauwerkes, dem verwendeten Material usw. verschieden, meistens aber kreisförmig oder rechteckig.

Die grösste Tiefe, bis zu welcher Brunnen abgesenkt werden können, hängt von der Beschaffenheit des Bodens, teilweise auch von der Konstruktion des Brunnens ab. Im allgemeinen wachsen mit zunehmender Tiefe die Schwierigkeiten des Absenkens, sowohl infolge der Zunahme des Reibungswiderstandes, als auch wegen der Erschwerung des Baggerns. Während z. B. in Deutsch-

Digitized by Google

land die Absenkungen selten über etwa 8 m Tiefe unter der Wasserfläche gegangen, hat man anderwärts viel grössere Tiefen erreicht. So sind in Indien, wo derartige Brunnensenkungen schon seit Jahrhunderten betrieben werden, gemauerte Brunnen bis über 25 m Tiefe unter der Wasserfläche abgesenkt worden. Aus neuerer Zeit bietet die auf dem Montmartre in Paris aufgeführte Herz Jesu-Kirche ein interessantes Beispiel über die Anwendung der Brunnengründung auf grössere Tiefen. Dieses Bauwerk wurde auf 24 grösseren viereckigen Brunnen von 5 m Seite und 45 kleineren von 3 m Durchmesser gegründet, die auf 33 bis 34 m Tiefe versenkt wurden. Die Brunnen wurden aus Werksteinen hergestellt, mit Mauerwerk gefüllt und durch Gewölbe mit einander verbunden (CBl. 1892, S. 265).

Noch viel weiter ist man bei der gleichfalls in neuerer Zeit ausgeführten Brücke über den Hawkesburg-Fluss in New-South-Wales in Australien gegangen, die mittels eiserner Brunnen gegründet wurden, welche bis auf 56,4 m Tiefe unter der Wasserfläche und 41,8 m Tiefe unter der Flussohle eindrangen. Eine nähere Besprechung dieser Anlage folgt später, bei den Gründungen im offenen Wasser.

Die Brunnengründung hat den Vorteil, dass dabei die für gewöhnliche Baugruben erforderlichen Absteifungen entfallen, dass die Fundamente ohne Trockenlegung unter der Grundwasserfläche ausgeführt werden können, und dass das Verfahren verhältnismässig bequem anzuwenden ist, dagegen den Nachteil, dass bei der Senkung im Wasser der Boden nicht unmittelbar zugänglich ist, und daher grössere Gegenstände (Steine, Baumstämme usw.) auf die der Brunnen beim Absenken stösst, die Arbeit bedeutend erschweren können. Bei gewissen Bodenarten (namentlich Gerölle und zähen Bodenarten) kann auch die Baggerarbeit schwer ausführbar sein, und kann mit zunehmender Tiefe auch der Reibungswiderstand grössere Schwierigkeiten bereiten. Hiergegen hat man zuweilen bei gemauerten Brunnen eine Bekleidung der äusseren Wände mit gehobelten Brettern, und Begiessen des Mantels mit Wasser mit gutem Erfolg verwendet. Besondere Schwierigkeiten können beim Absenken der Brunnen durch Triebsand dadurch entstehen, dass derselbe oft im Verhältnis des Ausbaggerns immer wieder in den Brunnen emporgedrückt, und dadurch das Sinken verhindert wird.

Im allgemeinen ist daher die Brunnengründung nur bei gleichmässigem, losem Boden wie Sand, Schlamm usw. und bei nicht besonders grossen Gründungstiefen zu empfehlen.

Hölzerne Senkbrunnen.

Hölzerne Brunnen, die meistens nur bei kleinerem Querschnitt und kleineren Gründungstiefen zur Anwendung kommen, erhalten die Form eines vierec-

Digitized by Google

kigen Holzkastens, welcher entweder aus lotrecht oder wagrecht gelegten Bohlen, oder aus wagrechten Balkenlagen zusammengesetzt ist.

Taf. 26, Fig. 14—14$_a$. Hölzerner Senkbrunnen für kleinere Tiefen, bestehend aus 4 bis 5 cm starken senkrechten Bohlen, die innerhalb durch wagrechte Rahmen mit einander verbunden und durch Streben abgesteift sind. Über die Mündung ist behufs Anbringung der Belastung und als Stand der Arbeiter bei der Förderung des Bodens eine Plattform angebracht. Wenn das Belastungsmaterial hierbei im Wege wäre, so kann es an einer anderen tiefer gelegenen Plattform angebracht werden, welche an der obern mittels eiserner Hängestangen angehängt ist. Die Hängestangen werden mit Schraubengewinden versehen, sodass die Plattform im Verhältnis des Sinkens des Brunnens durch Anziehen der Schraubenmuttern emporgezogen werden kann (ZfB. 1865).

„ „ Fig 15. Füllung solcher hölzerner Brunnen mit Beton und Mauerwerk beim Lokomotiv-Hause der Berlin—Potsdam—Magdeburger Eisenbahn in Berlin (ZfB. 1865).

„ „ Fig. 16—17$_a$. Hölzerne Senkbrunnen aus wagrechten Bohlenlagen für grössere Tiefen. Die Bohlen sind an vertikalen Eckenpfosten befestigt und durch Streben mit einander verbunden. Bei grösserer Tiefe kann entsprechend der Zunahme des Erddrucks die Bohlendicke wie bei Fig. 17 nach unten zunehmen, und können bei grösserem Querschnitt die Wände wie in dieser Figur durch Streben gegenseitig abgesteift sein (Hdl.).

Senkbrunnen aus Mauerwerk.

Diese Brunnen werden meistens aus Ziegelmauerwerk, seltener aus Quader- oder Bruchsteinmauerwerk oder aus Beton hergestellt. Deren Querschnittsform richtet sich meistens nach der Form des Bauwerkes, es ist aber namentlich für grössere Tiefen der kreisförmige Querschnitt am meisten zu empfehlen, sowohl wegen des grösseren Widerstandes gegen den Erddruck, als auch weil diese Form zum gleichmässigen Sinken am meisten geeignet ist. Da aber bei geringeren Tiefen diese Vorteile weniger zur Geltung kommen, so ist für die Querschnittsform nebst der Grundrissform des Bauwerkes, meistens auch eine möglichst bequeme gegenseitige Verbindung der Brunnen massgebend.

Auch die Abmessungen der Brunnen richten sich nach jenen des Bauwerkes; man geht aber selten über 7 bis 8 m Weite, wiewohl auch schon Brunnen bis zu 30 m Durchmesser versenkt worden sind (z. B. beim Bau des Themsetunnels in London, 1825). Die kleinste zulässige Wanddicke ist von der Grösse des Erddrucks abhängig, allein in den meisten Fällen ist es gar nicht angezeigt dieses Minimum anzunehmen, da hierdurch in Folge der notwendigen Ausfüllung des Brunnens mit Mauerwerk doch keine Materialersparnis zu erreichen ist, und es zur Beförderung des Sinkens im Gegenteil erwünscht sein muss, das Eigengewicht durch möglichst dicke Wände zu erhöhen. Anderseits ist aber die Dicke der Wände durch die Rücksichtnahme auf die Möglichkeit des Baggerns am Umfange des Brunnens beschränkt. Man wird daher dort wo eine solche Rück-

Digitized by Google

sichtnahme nicht notwendig ist (wie bei Brunnensenkungen über Grundwasser, oder bei Trockenlegung und unmittelbarem Ausgraben des Bodens durch Handarbeit) die Wanddicke so gross annehmen, dass nur der zur Förderung des Materials erforderliche Raum übrig bleibt, während dieselbe sonst bis zu etwa $^1/_8$ des Brunnendurchmessers beträgt. In der Regel pflegt man für kleinere Brunnen eine Wanddicke von etwa 0,25 bis 0,4 m und für grössere eine solche von 0,6 bis 1,0 m anzunehmen.

Die äusseren Wände der Senkbrunnen sind entweder senkrecht oder mit einer Anlage von etwa $^1/_{20}$ bis $^1/_{10}$ nach unten erweitert, was namentlich bei zäherem Boden und grösserer Tiefe zur Erleichterung des Eindringens erforderlich ist. Die Erweiterung erstreckt sich entweder nur auf einen Teil, oder auf die ganze Höhe. Damit sich bei tieferem Ausgraben der Kranz nicht vom Mauerwerk losreissen könne, wird derselbe mit letzterem durch eiserne Stangen verankert, welche an entsprechend hoch angebrachten Ankerplatten befestigt sind. Hierdurch wird auch ein Abreissen einzelner Teile des Mauerwerks verhindert.

Der Vorgang beim Absenken gemauerter Brunnen besteht darin, dass zuerst eine offene Grube so tief ausgeschachtet wird, als mit Rücksicht auf geringere Kosten gegenüber der Brunnenabsenkung angezeigt erscheint, worauf man an der Sohle dieser Grube einen Teil des Brunnens aufmauert (ausser bei kleineren Tiefen, wo der Brunnen sofort in der ganzen Höhe aufgeführt wird), und diesen unter Ausgraben oder Ausbaggern des Bodens und fortgesetzter Mauerung zum Sinken bringt. Der unmittelbare Beginn des Senkens ist jedoch nur statthaft, wenn der Brunnen am Fusse mit einem genügend steifen Brunnenkranz versehen ist, widrigenfalls das mit Zementmörtel aufgeführte Mauerwerk zuvor durch einige Zeit — wenigstens eine Woche lang — zu erhärten hat, da man sonst Gefahr läuft, dass sich beim Ausbaggern des Bodens einzelne Teile des oft frei hängenden Mauerwerks losreissen und in den ausgebaggerten Raum abstürzen.

Taf. 26, Fig. 18. Gründung eines Brückenwiderlagers auf einem einzigen kreisförmigen Brunnen, bei der Brücke über die Kleine Röder der Eisenbahn Klotsche-Königsbruck (Sachsen). Die Füllung des Brunnens geschah teils mit Beton teils mit Mauerwerk (Cl. 1886).

„ „ Fig. 19—20b. Gründung der Pfeiler bei den Weichselbrücken bei Thorn und bei Graudenz auf je drei kreisförmigen Senkbrunnen. Die Baggerung des Bodens geschah von einem am Brunnen aufgestellten Gerüste aus mittels einer indischen Schaufel, welche mit einer am Gerüst befindlichen Winde gehandhabt wurde. Das ausgehobene Material wurde in Rollwagen entleert, die sich auf einem über den Brunnen laufenden Gleis bewegten. Die Brunnen wurden in der Mitte durch Steinplatten und an den Seiten durch je drei Gewölbringe mit einander verbunden (ZfB. 1876, 1882).

Bei der neuen Weichselbrücke bei Dirschau geschah die Baggerung gleichfalls mit indischen Schaufeln, wobei an jedem Brunnen zwei von je 6 Mann und zwei Winden bediente Schaufeln angebracht waren. Dabei wurde die Schaufel mittels eines Pendeltaues an die richtige Stelle gebracht, dann

Digitized by Google

mit einem Durchziehtau baggernd nach vorne bewegt und durch ein Hebetau gehoben. Diese Taue liefen über an einem portalartigen Gerüst angebrachten Rollen zu den neben dem Brunnen befindlichen Winden. Die Brunnen wurden zunächst auf 4,5 m Höhe aufgemauert und nach Aufstellung des Gerüstes mittels Baggerung versenkt. Die durchschnittliche tägliche Leistung einer Arbeitergruppe von 6 Mann betrug anfangs 10,10 cbm, steigerte sich aber mit zunehmender Übung allmählich auf 19,24 cbm. Ein Versuch mit Vertikalbagger ist ungünstiger ausgefallen (ZfB. 1895, S. 417).

Taf. 26, Fig. 21—22. Mittelpfeiler und Widerlager der Eisenbahnbrücke über den Dortmund-Emskanal bei Tunxdorf, gegründet auf zwei kreisförmigen Brunnen (ZfB. 1902, Bl. 22).

„ „ Fig. 23—23_a. Gründung einer Lokomotiv-Reparaturwerkstätte zu Potsdam auf kreisförmigen Senkbrunnen, die durch halbkreisförmige Gewölbe mit einander verbunden sind. Nebst den Umfassungsmauern sind auch innerhalb die Pfeiler zur Stützung des Daches auf Brunnen gegründet (ZfB. 1870).

„ „ Fig. 24. Gründung des Wachtgebäudes am Unterbaum in Berlin auf kreisförmigen und rechteckigen Senkbrunnen mit gegenseitigen Verbindungen durch halbkreisförmige Gewölbbögen (ZfB. 1855).

„ „ Fig. 25—25_a. Gründung eines Pfeilers der Eisenbahnbrücke über die Kleine Reglitz bei Stettin auf zwei kreisförmigen Brunnen von 5 m Durchmesser (unten 5,2 m), die in einen Abstand von 8,1 m von Mitte zu Mitte versenkt, und mit einander nicht unmittelbar, sondern durch den portalförmigen Pfeiler mit einander verbunden sind (DB. 1875).

„ „ Fig. 26. Neuerer Brückenpfeiler gleicher Art wie der vorige (Fussgängerbrücke über den Umgehungskanal bei Hüntel (Dortmund-Emskanal) (ZfB. 1902, Bl. 35).

„ „ Fig. 27—27_a. Gründung des Mittelpfeilers der Brooktor-Kaibrücke über den Freihafenkanal in Hamburg, auf 4 kreisförmigen Brunnen von 2,0 m Durchmesser, und 3,02 m Abstand von Mitte zu Mitte, welche durch drei übergelegte gewalzte I-Träger und zwischengelegte Granitplatten mit einander verbunden sind. Zur Sicherheit gegen seitliches Ausweichen sind die Träger mittels eiserner Bolzen mit einander verbunden. Dieses Verfahren hat gegenüber den Verbindungsgewölben den Vorzug, dass hierbei kein Horizontalschub auf die Brunnen ausgeübt wird (ÖZ. 1886).

„ „ Fig. 28. Beispiel eines elliptischen Senkbrunnens als Widerlagerfundament einer Brücke der Berlin-Stettiner Eisenbahn im Odertale bei Stettin. In der Textfigur 83 ist der Vertikalschnitt dieses Brunnens nebst Widerlager-Pfeiler dargestellt, woraus zugleich die Anordnung einer zweckmässigen Verankerung des Fundamentes gegen den Schub der Hinterfüllung des Widerlagers zu ersehen ist.

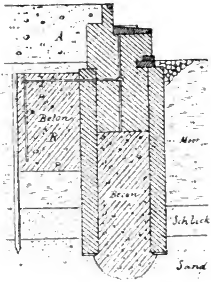
Da das Fundament nur mit dem Fusse auf festem Sandboden steht, im übrigen aber auf die ganze Höhe in weichem Moorboden steckt, so besitzt es nur wenig Widerstand gegen Umkippen durch den am oberen Ende wirkenden Schub der Hinterfüllung *A*, weshalb hinter dem Brunnen ein durch eine Spundwand begrenzter Betonkörper *B* hergestellt, und an demselben der Pfeiler mittels eiserner Stangen verankert wurde. Hierdurch wurde an das Widerlager ein nach hinten drehendes Gegengewicht angehängt (ZfB. 1879, S. 375).

Die folgenden Textfiguren 84—84_a zeigen die Gründung der Eisenbahnbrücke über den Wuoksen bei Kuorikoski in Finnland, wobei die Widerlager auf je sechs kreisförmigen und die Mittelpfeiler auf je zwei elliptischen Senkbrunnen gegründet wurden. Die Brunnen waren mit einem keilförmigen Schling versehen, der aus einem hölzernen Kranz und aus Ziegelmauerwerk zu-

Digitized by Google

sammengesetzt war, während der Brunnenkörper im übrigen aus Granitmauerwerk, und zwar aus einer Schicht keilförmig zugehauener Quader und darauf aus Bruchsteinen mit grobgehauenen Lagerflächen bestand. Behufs Erreichung einer glatteren Aussenfläche wurde das Bruchsteinmauerwerk aussen mit einer Schicht von Ziegelmauerwerk bekleidet. Die äusseren Wände hatten eine Anlage von $1 : {}^{1}/_{20}$.

Fig. 83.



1 : 140

Brunnenfundament bei den Widerlagern einer Brücke den Berlin-Stettiner Eisenbahn bei Stettin.

Den obersten Abschluss der Brunnen bildete eine nach den anderen Brunnen zu ausgekragte Quaderschicht, worauf unmittelbar das durchgehende Mauerwerk aus Granitblöcken aufgeführt wurde.

Zur Bodenförderung (Sand und tiefer unten Kies) wurden versuchsweise verschiedene Baggerapparate angewendet, nämlich der Sackbagger, Schraubenbagger, die indische Schaufel und ein vertikaler Eimerkettenbagger, wobei sich der letztere weitaus am besten bewährt hatte. Zur Beförderung der Senkung wurden die Brunnen zeitweise mittels Zentrifugalpumpe zum Teil entleert, um dadurch die Bodenmassen an den Brunnenkanten durch das emporquellende Wasser zu lockern. Gegen Schluss der Senkung wurden aber, um nicht die Tragfähigheit des Bodens zu beeinträchtigen, zum Auflockern des Bodens am Umfang lange Meissel angewendet.

Fig. 84.

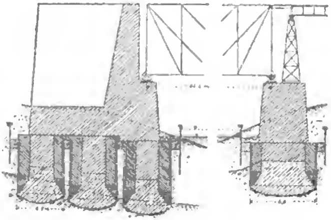
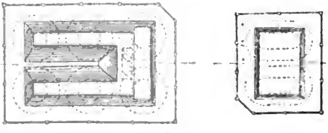


Fig. 84a.



1 : 400

Brunnengründung bei der Wuoksen-Brücke bei Kuorikoski.

Der Preis dieser Brunnenfundamente stellte sich auf 25 bis 30 Fr. pro cbm (Tkn. 1892).

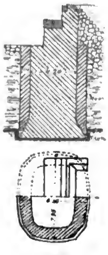
Taf. 26, Fig. $29-29_a$. Gründung eines Widerlagers bei einer gewölbten Wegunterführung der Wannensee-Bahn auf einer Reihe von rechteckigen Brunnen (10 Stck.) verschiedener Grösse. Der Boden bestand aus Quellsand mit Lehm, die eine unmittelbare Ausgrabung der Baugrube nicht gestatteten. Die Brunnen wurden so nahe an einander versenkt, dass über denselben das Mauerwerk unmittelbar ausgeführt werden konnte. 1 cbm Brunnenmauerwerk kostete hier 78 Mk. (ZfB. 1874).

„ „ Fig. $30-30_b$. Gründung eines Durchlasses derselben Bahn auf rechteckigen Brunnen mit einer Scheidewand. Man schritt auch hier zu diesem Verfahren, nachdem für einen Teil des Objektes die Baugrube unter Trockenlegung ausgeschachtet worden, wogegen beim andern Teil so starke Quellen hervorbrachen, dass hier zur Anwendung von Senkbrunnen geschritten werden musste. 1 cbm Brunnenmauerwerk kostete hier 80,8 Mk. (ZfB. 1874).

Taf. 27, Fig. $1-1_a$. Gründung der Pfeiler der Elbe-Brücke bei Magdeburg auf je drei Brunnen, von denen der mittlere rechteckig und die beiden äussern halbkreisförmig abgerundet sind, und die so dicht neben einander versenkt wurden, dass das Pfeilermauerwerk unmittelbar darüber ausgeführt werden konnte. Die Brunnen sind hier am untern Ende erweitert, und erhielten bei 2,825 m Weite und eine Wanddicke von 0,549 m (ZfB. 1874).

„ „ Fig. $2-2_a$. Gründung der Pfeiler bei der Brücke über die Saale bei Weissenfels, auf je zwei rechteckigen, an den Ecken abgestumpften Brunnen, die behufs Übermauerung unter der Bodenfläche durch ein Tonnengewölbe mit einander verbunden wurden. Auch hier sind die Brunnen behufs leichteren Eindringens am untern Ende erweitert.

Fig. 85.



1 : 400

Senkbrunnen der Eisenbahnbrücke über den Deimefluss.

Eine ähnliche Form erhielten die in neuerer Zeit bei einer Eisenbahnbrücke über den Deimefluss angewendeten Senkbrunnen, die bei einer Höhe von 7,95 m, einer Breite von 6,26 m und 1,03 m Wanddicke, in Übereinstimmung mit Textfig. 85 ohne Zwischenwände, jedoch zur Erhöhung des Widerstandes gegen den Erddruck, mit schwach gewölbten Seitenwänden zur Ausführung kamen (CBl. 1892, S. 334).

Taf. 27, Fig. $3-3_a$. Gründung der Widerlager der Brücke über die Recknitz der Stralsund-Rostocker Eisenbahn auf 4 rechteckigen, an den Ecken abgestumpften Senkbrunnen, welche durch Tonnengewölbe mit einander verbunden sind. Die etwa 10 ½ m hohen Brunnen haben nur in der obern Hälfte lotrechte Wände, während der untere Teil nach unten stark erweitert ist. Aus Fig. 3 ist auch die Verankerung des Brunnenkranzes mit dem Mauerwerk zu ersehen, wobei die Ankerstangen bis zur halben Höhe des Brunnens emporreichen und an Ankerplatten befestigt sind. Die Füllung des Brunnens besteht bis zu ungefähr ¼ der Höhe aus Sand, das zweite Viertel aus Beton und das übrige aus Mauerwerk.

Der Boden bestand aus Moor von durchschnittlich 6 m Tiefe, darunter aus feinem grauem Triebsand von 3,5 m Mächtigkeit, und unter diesem aus scharfem grauem Sand, bis zu welchem die Brunnen abgesenkt wurden. Es wurden hier Senkbrunnen gewählt, nachdem sich diese billiger erwiesen als eine Gründung auf Pfahlrost.

Nach vollbrachter Senkung wurden die Brunnen vor ihrer Füllung mittels

Digitized by Google

Eisenbahnschienen und Steinen entsprechend der späteren dauernden Gesamtlast belastet. Hierbei wurde eine Senkung von 0,3 bis 6,5 cm beobachtet (ZfB. 1880).

Taf. 27, Fig. 4—4b. Gründung einer Schleuse in Rochefort (zum dritten Dockbassin) auf einem System von rechteckigen Brunnen, die bis zum tragfähigen Boden (bestehend teils aus steinigem Ton teils aus Felsen) abgesenkt und nach beiden Richtungen durch übermauerte Kappengewölbe mit einander verbunden wurden (AdP. 1895, Pl. 11 & 14).

„ „ Fig. 5. Rechteckige Senkbrunnen mit zwei und vier Hohlräumen bei den Pfeilern der Kanal-Brücke über den Ganges bei Roorkee. Vor den Pfeilern wurde zum Schutz gegen Unterwaschung der Pfeiler die in der Figur ersichtliche Reihe von kleineren Brunnen quer über den Fluss versenkt (AB. 1866).

„ „ Fig. 6. Beispiel eines grösseren rechteckigen Senkbrunnens mit drei Quer-Scheidewänden, angewendet bei den Pfeilern der Oderbrücke in der Rechten Oderufer-Bahn (Br.).

„ „ Fig. 7—8. Kaimauern des neuen Cessnock-Docks in Glasgow, gegründet auf Senkbrunnen von kleeblattförmigem und ∞-förmigem Querschnitt (ausgeführt 1903). Diese bereits früher in Glasgow bei anderen Docks in ausgedehntem Masse angewendeten kleeblattförmigen Brunnen haben den Vorteil, dass sowohl die in einander greifenden Brunnen einen zusammenhängenden Fundamentkörper bilden, als auch dass die Lage der drei Hohlräume als Baggerstellen ein gleichförmiges Sinken jedes Brunnens ermöglicht.

Die Brunnen bestehen aus Beton und sind aus Ringen von 0,76 m Höhe zusammengesetzt, deren Fugen mit Zement vergossen sind, wodurch ein bequemes Aufbauen ermöglicht ist. Die Absenkung geschah vor der Herstellung des Dockbassins in den zuerst im Trockenen bis zur Grundwasserfläche ausgehobenen Baugruben *A B C D*. Während bei dem für eine Niedrigwassertiefe von 4,91 m dienenden „Tidal Dock" (Fig. 7—7_a) das Fundament nur aus einer Reihe von kleeblattförmigen Brunnen besteht, über denen die durchgehende Kaimauer von 5,76 m Breite am Fusse ausgeführt wurde, ist bei den übrigen Teilen des Docks mit einer Niedrigwassertiefe von 8,53 m das Fundament entsprechend Fig. 8—8_a aus einer vorderen Reihe von kleeblattförmigen und einer hinteren Reihe von ∞-förmigen Brunnen zusammengesetzt, und darüber eine Kaimauer aufgeführt, die bei einer Höhe von 5,77 m eine Breite von 7,923 m erhielt.

Nach der Herstellung der Mauern wurden die Dockbecken bis zur vollen Tiefe ausgehoben und das Wasser eingelassen (Engg. 1895, II, S, 294-295— vgl. DB. 1875—Engg. 1889, II).

Die gemauerten Brunnen haben gegenüber den hölzernen u. a. den Nachteil, dass bei denselben durch die Dicke der Mauern das Baggern unter der Schneide erschwert ist, daher um den Brunnen zum Sinken zu bringen oft erst so tief gebaggert werden muss, dass die Erde unter der Schneide durch Nachstürzen der abgebaggerten Wände beseitigt wird. Dies hat aber zur Folge, dass dabei auch ein mehr oder weniger grosser Teil der hinter der Mauerflucht des Brunnens befindlichen Erdmassen nachstürtzt und dadurch die Aushubmenge vermehrt. Das nachfolgende Verfahren bezweckt die Beseitigung dieses Übelstandes.

Taf. 27, Fig. 9—9a. Brunnensenkungsverfahren Pat. Ad. Goerke, zuerst angewendet bei der Gründung einer Brücke der Eisenbahnlinie Gleiwitz-Rau-

Digitized by Google

den-Ratibor (1902). Das Brunnenmauerwerk wurde in einem Abstand von 25 cm mit einem Holzmantel starr verbunden, der etwa 1 m unter den Brunnenkranz reichte. Die starre Verbindung wurde durch eiserne Bolzen und Längshölzer *d* hergestellt. Der Zweck dieser Anordnung ist, durch die zwischen Mantel und Mauer befindlichen Hohlräume den Boden unter dem Brunnenkranz bei gleichzeitiger innerer Ausbaggerung zu entfernen, ohne dass von aussen her ein Nachstürzen des Bodens stattfinden kann. Dass dies tatsächlich erreicht wurde ging daraus hervor, dass nur soviel Baggergut gefördert worden war als der Brunnen verdrängen musste. Der Brunnenkranz sass bei dem schnellen Sinken nirgends auf dem Boden auf (CBl. 1903, S. 580).

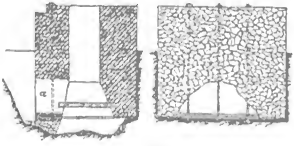
Brunnenkränze.

Die Brunnenkränze (Schlinge) sind steife ringförmige Schuhe aus Holz, Eisen oder aus Stampfbeton, mit denen die gemauerten Senkbrunnen am untern Ende versehen werden, teils um dadurch wie durch den liegenden Rost ungleichförmige Setzungen und Trennungen des Mauerwerks zu verhindern, teils um durch ihre scharfen Schneiden, das Eindringen in den Boden zu begünstigen. Die Wahl des Materials und der Form des Kranzes richtet sich hauptsächlich nach den Abmessungen des Brunnens und der Beschaffenheit des Bodens.

Die Brunnenkränze erhalten gewöhnlich eine kleinere Breite als die Dicke der Brunnenwand, weshalb bei der Ausführung des Mauerwerks vom Kranze an gewöhnlich durch allmähliches Auskragen zur vollen Dicke der Mauer übergegangen wird. Hierdurch wird auch der Bodenaushub unter der Brunnenkante erleichtert.

Da es im Verlaufe des Senkens oft vorkommt, dass der Aushub auf grössere Tiefe unter dem Brunnen stattfindet, bevor derselbe nachsinkt, so ist es notwendig, dass der Kranz mittels eiserner Ankerstangen mit dem Mauerwerk verankert werde, die entsprechend hoch (etwa 2 bis 4 m) ins Mauerwerk hinauf geführt und dort an Ankerplatten befestigt sind, da sonst die Gefahr vorliegt, dass sich vom frei hängenden Teil des Brunnens der Kranz und etwa auch Teile des Mauerwerks losreissen (vgl. Fig. $3-3_a$, Taf. 27).

Fig. 86. Fig. 86_a.



1 : 200

Brunnenbruch bei der Kaimauergründung in Havre.

Nebenstehende Textfiguren $86-86_a$ zeigen ein interessantes Beispiel eines Brunnenbruches wegen ungenügend starken und ungenügend verankerten Brunnenkranzes. Der Fall ereignete sich bei der Gründung der Kaimauern für den neunten Dockhafen in Havre. Die Brunnen bestanden aus Bruchsteinmauerwerk und

Digitized by Google

wurden vor der Senkung auf einem Brunnenkranz, bestehend aus nur einer Bohlenlage von 7 cm Stärke, zunächst bis zu 4,5 m Höhe aufgemauert und durch 30 Tage der Erhärtung überlassen. Der Bruch trat bei einem Brunnen ein, bei dem diese Erhärtungsdauer nicht vollends abgewartet wurde, und geschah der Bruch nachdem der Brunnen erst 2 m tief gesenkt war. Zur Ausbesserung des Schadens wurde der Brunnen von aussen frei gegraben, und als Unterlage eine starke Plattform mittels eiserner Anker an dem obern Mauerwerk aufgehängt, worauf das Ersatzmauerwerk eingefügt wurde. Nach 30 tägiger Erhärtung wurde der Brunnen ohne weitere Zwischenfälle bis zur beabsichtigten Tiefe gesenkt (CBl. 1885, S. 476).

Taf. 27, Fig. 10. Hölzerner Brunnenkranz einfachster Form für kleinere Brunnen, bestehend aus einzelnen Hölzern von trapezförmigem Querschnitt, die durch Überblattung an einander gefügt und mit einander verschraubt sind.

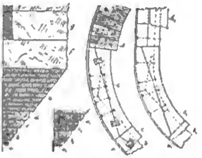
„ „ Fig. 11. Hölzerner Brunnenkranz trapezförmigen Querschnitts, bestehend aus drei Bohlenlagen, die durch Nägel mit einander verbunden sind (Hdl.).

„ „ Fig. 12—14. Hölzerne Brunnenkränze aus 4 bis 5 Bohlenlagen, die durch Nägel und Schraubenbolzen mit einander verbunden sind, und wobei die unterste Lage zu einer scharfen Kante geformt ist (ZfB. 1874).

„ „ Fig. 15. Hölzerner Brunnenkranz, bestehend aus einem stärkeren Bohlenring trapezförmigen Querschnitts und drei schwächeren Bohlenlagen, mit gegenseitiger Verbindung durch Schraubenbolzen, nebst Beschlag der Schneide durch ein Flacheisen (HZ. 1878).

„ „ Fig. 16—16_a. Hölzerner Brunnenkranz ähnlicher Anordnung wie der vorige, jedoch mit der Breite nach gestossenen Bohlen in den obersten zwei Lagen und mit Beschlag der Schneide durch ein T-Eisen. Bei weniger spitzem Winkel der Schneide kann als Beschlag auch ein entsprechend zusammengebogens Winkeleisen verwendet werden, das mit seinen Schenkeln an die beiden Schneidenflächen angelegt wird. Fig. 16_a zeigt im Grundriss die Zusammenfügung der Bohlen in jeder einzelnen Lage, mit Hilfe von Schrauben, Klammern und versenkten Dübeln (verwendet bei der Weichselbrücke bei Graudenz) (ZfB. 1882).

Fig. 87. Fig. 88. Fig. 87_a. Fig. 88_a.



1 : 75

Brunnenkränze der Wuoksenbrücke bei Kuorikoski.

Von ähnlicher Art sind die in nebenstehenden Textfiguren 87—87_a und 88—88_a ersichtlichen Brunnenkränze bei den bzw. kreisförmigen und elliptischen Brunnen der in Textfig. 84—84_a dargestellten Wiederlager- & Pfeilerfundamente der Wuoksenbrücke bei Kuorikoski in Finnland. Dieselben bestehen aus einem eisernen Ring a bzw. a_1, zusammengesetzt aus einem vertikalen Blechring von $\frac{160}{10}$ und einem Winkeleisen von $\frac{85 . 85}{10}$ mm Querschnitt, einem stärkeren Holzring b bzw. b_1, und zwei Bohlenlagen c und d, bzw. c_1 und d_1. Die Bohlenlage d besteht aus radialen Bohlenstücken.

Es bezeichnet ferner e das den Übergang bildende Ziegelmauerwerk der Brunnenschneide, f die unterste Quaderschicht, g das Bruchsteinmauerwerk und h das äussere Bekleidungs-Ziegelmauerwerk (Tkn. 1892).

„ „ Fig. 17. Hölzerner Brunnenkranz, an den sich zur Minderung des

Digitized by Google

Reibungswiderstandes eine den Brunnen umschliessende Bretter-Schalung anschliesst. Mit punktierten Linien sind die in das Mauerwerk empor geführten Ankerbolzen angedeutet, die am Kranze wie die übrigen Schraubenbolzen befestigt sind (Hdl.).

Taf. 27, Fig. 18. Hölzerner Brunnenkranz, bestehend aus zwei Reihen von vertikalen Bohlenstücken, die durch Dübel *d* und Schraubenbolzen mit einander verbunden sind. Die Schneide ist mit einem T-Eisen verstärkt (ÖW. 1888).

„ „ Fig. 19. Brunnenkranz gleicher Art wie der vorige, mit drei ineinander geschobenen Bohlenkränzen, welche untereinander mit hölzernen Nägeln vernagelt und aussen mit drei starken eisernen Reifen umschlossen sind (ÖZ. 1897, S. 159).

„ „ Fig. 20. Zusammengesetzter Brunnenkranz, bestehend aus einem Winkeleisen und zwei daran geschraubten Bohlenlagen.

„ „ Fig. 21. Zusammengesetzter Brunnenkranz, verwendet beim Viadukt der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn über den Schiffahrtskanal und die Boulevards in Berlin. Derselbe besteht aus einem horizontalen und einem vertikalen Blechring, die durch ein Winkeleisen mit einander verbunden sind, und aus zwei daran geschraubten horizontalen Bohlenlagen. Letztere haben den Zweck, den horizontalen Blechring abzusteifen und für das Mauerwerk eine breitere Auflage zu bereiten (ZfB. 1874).

„ „ Fig. 22. Einfacher schmiedeiserner Brunnenkranz, bestehend aus einem vertikalen Blechring von $\frac{360}{10}$ mm und einem Winkeleisen von $\frac{90 . 150}{14}$ mm Querschnitt, angewendet bei den früher besprochenen Brunnen der Brooktor-Kai Brücke in Hamburg (ÖZ. 1886).

„ „ 23—24. Eiserner Brunnenkranz, bestehend aus einem wagrechten und einem lotrechten Blechring, die durch ein Winkeleisen mit einander verbunden und durch Blechkonsolen gegenseitig abgesteift sind. Bei Fig. 24 ist der wagrechte Blechring an der Innenkante durch ein Winkeleisen abgesteift, und tritt der lotrechte Blechring gegen den horizontalen etwas vor, wodurch ein Verschieben des Mauerwerks auf dem Kranze verhindert wird (ZfB. 1894 —Hdl).

„ „ Fig. 25. Zusammengesetzter Brunnenkranz, verwendet bei der Elbebrücke bei Barby. Derselbe besteht aus zwei über einander gestellten *Z*-Eisen-Ringen *a* und einem Winkeleisen-Ring *c* welche durch Flacheisen *b* und Winkeleisen-Streben *d* mit einander verbunden sind, und zwischen denen in lotrechter und wagrechter Richtung Bohlentäfelungen eingelegt sind. Aus der Figur ist zugleich die Verankerung des Kranzes mit dem Mauerwerk zu ersehen; dabei sind die inneren Ankerstangen vertikal, während die äusseren *e* entsprechend der Verjüngung des Brunnens im untern Teil geneigt sind (ZfB. 1883).

„ „ Fig. 26. Brunnenkranz bei den Widerlagern der Brücke der Österr. Staatsbahn über den Stadlauer Donauarm bei Wien, bestehend aus einem vertikalen Blechmantel, dessen untere Kante durch ein T-Eisen und ein Flacheisen verstärkt ist, und von dem dreieckige Konsolen ausgehen, die an der Innenseite durch Winkel- und T-Eisen-Ringe mit einander verbunden, und mit eingelegten Ziegeln und Beton hinterfüllt sind (AB. 1881).

„ „ Fig. 27. Brunnenkranz ähnlicher Art wie der vorige, verwendet bei den Flutpfeilern der Elbebrücke bei Dömitz. Derselbe besteht aus einem senkrechten und einem innern konischen Blechmantel, die an den oberen Kanten mit Winkeleisen gefasst, und mit Beton hinterfüllt sind. Zur innern Absteifung wurden hier nur abgebogene Winkeleisen benutzt (HZ. 1882).

Digitized by Google

Taf. 27, Fig. 28. Brunnenring aus Beton bei den Kaimauern des Tiefen Hafens in Cuxhaven (ZfB. 1898, Bl. 47).

Betonbrunnenkränze von rechteckigem Querschnitt sind z. B. bei der Gründung der Kaimauern am Vorhafen von Calais benutzt worden (vgl. S. 76, Taf. 9, Fig. 9) (GC. 1889—CBl. 1890, S. 69—DB. 1892, S. 92).

Da bei viereckigen Brunnen infolge der kegelförmigen Bildung der Baggergrube der Boden mehr in der Mitte der Seitenflächen als an den Ecken nachstürzt, und dadurch der Brunnen hauptsächlich an den Ecken aufsitzen will, so entsteht hierdurch eine Gefahr von Brüchen am Brunnenkranz. Man hat daher zur Vermeidung dieses Übelstandes zuweilen die untere Kante der senkrechten Bleche nicht wagrecht, sondern bogenförmig angeordnet, sodass die Mitte tiefer hinab reicht als die Enden.

Eiserne Senkbrunnen.

Diese Brunnen bestehen bei kleinerem Querschnitt aus gusseisernen oder walzeisernen Röhren, die durch innere Flanschen oder nach Art der Wasserleitungsrohre mittels Muffen mit einander verbunden sind, während sie bei grösserem Querschnitt einen gegen den Erddruck gehörig abgesteiften Blechmantel bilden, der die gleichen Grundrissformen wie bei den gemauerten Brunnen erhalten kann. Da das Gewicht der eisernen Senkbrunnen meistens nicht genügt um dieselben zum Eindringen zu bringen, so wird hierzu entweder aufgelegter Ballast, oder eine innere Auskleidung von Mauerwerk benutzt.

Taf. 27, Fig. 29—29_a. Eiserne Senkbrunnen verwendet bei der Gründung der Widerlager einer Brücke der Lincoln-Spalding Eisenbahn. Unter jedem Hauptträger der Brücke befindet sich ein gusseiserner Brunnen von 1,5 m Durchmesser, der bis zum festen Klei-Boden niedergesenkt wurde, während sonst das gemauerte Widerlager auf dem darüber befindlichen lehmigem Sand gegründet ist (ZfB. 1884, S. 307).

Ein weiteres Beispiel ähnlicher Art zeigt die in den Textfiguren 89—89_a ersichtliche Gründung eines Pfeilers der gewölbten Strassenbrücke zu Vouneuil s. Vienne auf drei gusseisernen, mittels Muffen zusammengesetzten Brunnen von 1,5 m Durchmesser. Der Bodenaushub geschah durch Auspumpen der mit Wasser vermengten Erdmassen.

Nachdem sich aber dieses Verfahren für die dortigen Verhältnisse als zu kostspielig erwiesen hatte, wurden bei den übrigen zwei Pfeilern statt der Senkbrunnen eiserne Schraubenpfähle verwendet (NA. 1879, Pl. 43—44) (vgl. Taf. 13, Fig. 31—31_b).

Fig. 89.

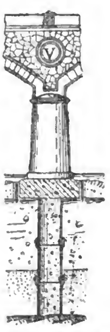
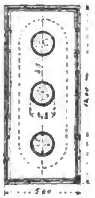


Fig. 89.



1:200

Pfeilergründung mittels gusseiserner Senkbrunnen bei der Strassenbrücke zu Vouneuil.

Digitized by Google

Beispiele über Senkbrunnen aus Walzeisen sollen später bei der Besprechung der Gründungen unter offenem Wasser besprochen werden.

Beseitigung von Hindernissen im Boden beim Brunnensenken.

Wenn ein Brunnen beim Senken auf hinderliche Gegenstände, wie grössere Steine und Baumstämme, stösst, so hängt es von ihrer Grösse und Lage ab, inwieferne deren Beseitigung mit mehr oder weniger Schwierigkeiten gelingt. Oft genügt ein hinreichend tiefes Ausbaggern des Bodens unter der Brunnenkante, um auch den fraglichen Gegenstand zum Abstürzen nach der Mitte des Brunnens zu bringen, worauf derselbe ohne oder mit Hilfe von Tauchern emporgefördert wird. Manchmal kann es auch genügen, den Gegenstand durch eine Kette zu erfassen, um ihn unter dem Brunnen hervorzuziehen. Wo aber diese Mittel infolge einer zu weiten Erstrecknng des Gegenstandes nicht anwendbar sind, kann oft eine Zertrennung desselben durch Zerschneiden oder Sprengen zum Ziele führen. Letzteres kann natürlich nur insoweit zur Anwendung kommen, als es ohne Beschädigung des Brunnens geschehen kann.

Taf. 27, Fig. $30-30_a$. Beseitigung von Baumstämmen bei den Senkbrunnen der Elbebrücke bei Dömitz. Hierbei wurde der Brunnen an der Aussenseite durch Ausgraben einer Grube freigelegt, der Baumstamm mittels eines sog. Ramm-Meissels dicht am Brunnen entzweigeschnitten, und der innere Teil mittels Ketten im Brunnen emporgezogen. Der Ramm-Meissel bestand aus einer Rundeisenstange von 50 mm Dicke, die mit einem Flachmeissel von 125 mm Breite versehen war (Fig. 30_a) und ca. 2 m unter dem obern Ende einen Bund zur Aufnahme eines Rammklotzes hatte. Dieser wurde nach Art einer Zugramme mittels einer Zugleine angehoben, die über eine an einem Dreifuss aufgehängte Rolle lief (Br.).

„ „ Fig. $31-31_a$. Beseitigung eines Baumstammes bei einem Senkbrunnen der Weichselbrücke bei Graudenz. Nachdem der Baumstamm mit einem Schraubenapparat von 20 000 kg Zugkraft nicht herausgezogen werden konnte, wurde aussen um die Stelle herum ein Spundwandkasten geschlagen. Da aber dieser von den Wurzelenden zur Seite gedrängt wurde, und nicht so dicht bekommen werden konnte, dass ein Ausbaggern bis zum Stammende hätte stattfinden können, um dann durch Taucher den Stamm durchzustemmen, so wurde derselbe mit einem Zentrumbohrer von 11 cm Durchmesser durchbohrt, der im Innern einer eingespülten Röhre niedergeführt wurde. Die hierbei übriggebliebenen Stege zwischen den Bohrlöchern wurde mittels eines Röhrenbohrers (einer am Rande mit Zähnen versehenen eisernen Röhre) abgebohrt. Gleich nach der Durschsägung konnte aber der Stamm dennoch nicht herausgezogen werden, trotzdem der Brunnen dann sank, woraus hervorging, dass die Trennung eine vollständige gewesen. Der Stamm wurde dann von innen mittels Grundsäge möglichst dicht am Kranze abgeschnitten, durch Ketten erfasst, und mittels eines Schraubenapparates herausgezogen. Das zwischen den beiden Schnitten befindliche Stück, welches nicht zu Tage gefördert werden konnte, hat der weiteren Senkung keine Hindernisse bereitet (ZfB. 1882, Bl. 37).

Taf. 27, Fig. $32-32_b$. Beseitigung eines Eichenstammes bei einem Brunnen der neuen Weichselbrücke bei Dirschau (ausgeführt 1888). Der Stamm, welcher am untern Ende einen Durchmesser von 1,2 m hatte, wurde zunächst durch Taucher freigelegt, und dann an der schwächsten Stelle ein keilförmiges

Digitized by Google

Stück von 0,5 m Länge herausgeschnitten. Dann wurde das dickere Ende unter dem Brunnenkranz in schräger Richtung abgebohrt. Hierbei wurden für die richtige Führung der Bohrer Schablonen benutzt, die an einer schrägen Rüstung angebracht waren. Letztere bestand aus zwei schräg nahe am Brunnenkranz vorbei in den Grund eingesetzten, mit dem andern Ende gegen die Brunnenwand gestützten Kranzhölzern, und an diesen angebolzten Querstreifen. Die Bohrer hatten 41 mm Durchmesser und wurden an drei Stellen durch die Blechschablonen geführt, welche mit 41 mm weiten Löchern in einem Abstand von 41 mm von Rand zu Rand versehen waren. Die Schablonen waren mit Schrauben an einem Holzrahmen so befestigt, dass sie um 41 mm seitlich verschoben werden konnten.

Nachdem eine Reihe von Löchern in lichten Entfernungen von 41 mm gebohrt worden war, wurden diese mit langen Spunden verschlossen, die Schablonen um 41 mm seitwärts gerückt und die Zwischenräume in gleicher Weise abgebohrt. Fig. 31_a und 31_b zeigen bzw. den Aufriss und Grundriss der Schablonen.

Bei der Weichselbrücke bei Fordon (1891) erfolgte die Beseitigung leichter durch Abbohren an der Aussenseite mit Hilfe von Spülbohrern (ZfB. 1895, S. 419).

Manchmal kann bei grösserer Senkungstiefe auch nur der Reibungswiderstand im Boden so gross sein, dass der Brunnen trotz bedeutender Belastung nicht zum Senken zu bringen ist, in welchem Falle auch das Sprengen durch die davon verursachte Erschütterung zum Ziele führen kann.

Beim Absenken eines gusseisernen Dükerbrunnens in Clichy (Paris) von 3,5 m Durchmesser und 25 m Senkungstiefe wurde derselbe durch Eisenballast belastet, welcher an übergelegten Querkalken aufgehängt war. Bei grösserer Tiefe war trotz Anbringens von ungef. 200 t Ballast das Absinken nur unbedeutend und hörte zeitweilig ganz auf. Es wurden daher an der Sohle Dynamitpatronen zur Explosion gebracht, wodurch infolge der Erschütterung der Brunnen sank (TFF. 1896, S. 100—GC, Tome XXVII, XXVIII—NA. 1895).

Druckluftgründung.

Die Druckluftgründung (pneumatische Gründung), besteht im wesentlichen darin, dass dabei wie bei der Brunnengründung hohle Körper durch den wasserführenden Boden unter Emporförderung der Erdmassen bis zu tragfähigen Erdschichten versenkt wird, wobei aber der Boden während der ganzen Senkung unmittelbar zugänglich gemacht ist, und daher unbehindert durch Handarbeit ausgegraben und emporgefördert werden kann. Dies wird dadurch erreicht, dass der untere Teil des hohlen Körpers mit komprimierter Luft von so hohem Druck gefüllt gehalten wird, dass dadurch das andringende Wasser zurückgehalten uud der Aufenhalt von Arbeitern in jenem Raum möglich gemacht wird.

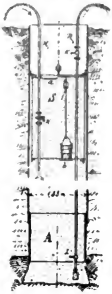
Dieses Verfahren wurde zum ersten Male von französischen Bergingenieur Triger bei der Absenkung eines zum Förderschacht bestimmten eisernen Brunnens angewendet, und hat seitdem in der modernen Technik eine hervorragende

Digitized by Google

Rolle gespielt. Da das Verfahren von Triger bei dessen Anwendung auf Gründungen der Hauptsache nach beibehalten wurde, möge es hier angeführt werden.

Die fragliche Anlage kam im Jahre 1841 bei Chalonne zur Ausführung, wobei der kreisförmige 1,33 m weite Brunnen bis zu einem Steinkohlenflötz abgeteuft werden sollte (Textfig. 90). Ursprünglich wurde beabsichtigt, das eiserne Rohr als offenen Brunnen durch Ausschöpfen des Wassers und unmittelbaren Bodenaushub bis auf die gewünschte Tiefe niederzutreiben, allein schon bei etwa 15 m Tiefe wurde der Wasserandrang so stark, dass ein weiteres Absenken nach diesem Verfahren unmöglich war. Triger beschloss daher das eindringende Wasser durch eingepresste Luft zurückzuhalten, und wurde zu diesem Behufe in das Brunnenrohr ein an dessen Wände luftdicht anschliessender, oben und unten geschlossener Kasten (die Luftschleuse *S*) eingesetzt, welche für die Bodenförderung und für den Durchgang der Arbeiter an den beiden Böden mit Klappen *a* und *b* versehen war. Durch eine Röhre R_1 wurde nun komprimierte Luft eingeleitet, so zwar, dass dieselbe durch Drehung des Hahnes *H* in verschiedene Stellungen entweder nur in den Arbeitsraum *A* unter der Luftschleuse oder auch zugleich in die letztere ausströmte. Eine zweite Röhre R_2 (Syphon) hatte den Zweck, das sich allenfalls am Boden des Schachtes ansammelnde Wasser durch den Luftdruck emporzupressen, was durch Öffnen der Hähne *K* und *L* geschah.

Fig. 90.



1 : 100

Triger's Schacht-Abteufung mittels Druckluft.

Für die Materialförderung wurden Eimer benutzt, welche durch die Bodenklappen der Luftschleusen emporgezogen wurden. Dies geschah in der Weise, dass bei gefüllter Schleuse die untere Klappe *b* offen gehalten, und daher der mit Bodenmaterial gefüllte Eimer in die Schleuse emporgezogen werden konnte, wonach die Klappe wieder geschlossen und mittels eines besondern Hahns die komprimierte Luft aus der Schleuse ausgelassen, die obere Klappe *a* geöffnet und der Eimer an den Tag gezogen werden konnte. Die Niederbringung der leeren Eimer geschah wieder umgekehrt durch ihre Einführung in die oben offene Schleuse, darauf folgenden Verschluss der Klappe *a*, Einlassen von komprimierter Luft in die Schleuse, und dadurch ermöglichtes Öffnen der Klappe *b*. In gleicher Weise geschah auch der Auf- und Abstieg der Arbeiter.

Um nun ein auf diese Weise unter Anwendung von entsprechender Belastung bis zur gewünschten Tiefe abgesenktes Rohr zu Gründungszwecken zu verwenden, braucht dasselbe nur nach vollbrachter Senkung in gleicher Weise wie die Senkbrunnen mit Beton oder Mauerwerk gefüllt zu werden. Triger hat zwar selbst das Verfahren nicht auf Gründungen angewendet, hat aber in einem

Digitized by Google

Bericht an die französische Akademie im Jahre 1845 die Möglichkeit einer solchen Anwendung ausgesprochen. Zur Verwirklichung dieser Idee kam es erst seit dem Jahre 1851 durch englische und französische Ingenieure.

Eine nähere Besprechung der Druckluftgründung soll jedoch erst später, bei den Gründungen unter offenem Wasser stattfinden, und sollen hier nur einige Beispiele über eine Kombination dieses Verfahrens mit Senkbrunnen bei Gründungen unter Grundwasser gegeben werden.

Taf. 27, Fig. 33—33_a. Gründung von Kai- und Schleusenmauern im Hafen von Rochefort, unter Anwendung des Druckluftverfahrens bei Senkbrunnen. Die Brunnen hatten einen äussern Querschnitt von 5×6 m und bestanden aus Bruchsteinmauerwerk von 1,7 m Dicke. Nachdem dieselben in der Baugrube bis zu 3 m Höhe aufgeführt worden, wurden sie nach 14 tägiger Erhärtung, unter Ausschöpfen des Wassers mittels Pulsometer durch unmittelbares Ausgraben und Förderung des Bodens mittels Eimer versenkt. Hierbei stiess man in einer gewissen Tiefe auf Quellsand, der nach Entleernng des Brunnens immer wieder bis zu 4 bis 5 m Höhe in denselben emporgetrieben wurde. Man entschloss sich daher die Senkung von jener Tiefe an mittels des Druckluftverfahrens fortzusetzen. Zu dem Behufe wurde an den inneren Brunnenwänden in einer Höhe von 5 m über der Brunnenkante in vorhinein eine ringsum reichende Aussparung dreieckigen Querschnittes angeordnet (Fig. 33), um nachträglich durch Einziehen des in Fig. 33_a ersichtlichen Gewölbes den mit Pressluft zu füllenden Arbeitsraum *A* (Arbeitskammer) nach oben abschliessen zu können.

Beim Übergang zum pneumatischen Verfahren wurde dann in diesem Gewölbe eine Öffnung von 0,7 m Durchmesser ausgespart, in dieselbe eine mit dünnem Blech bekleidete hölzerne Form von 2,5 m Länge gesteckt und um dieselbe herum unter ihrem allmählichen Emporziehen Beton eingestampft, bis zu 2,5 m Höhe unter der obersten Brunnenkante. Der auf diese Weise in der Betonfüllung ausgesparte Förderschacht wurde durch ein Blechrohr *B* über die Brunnenkante empor verlängert, welches Rohr durch eine mit Konsolen abgesteifte wagrechte Fussplatte auf der Betonmasse ruhte, und am obern Ende mit der Luftschleuse *S* versehen wurde. Über der Fussplatte wurde der Brunnen mit Mauerwerk ausgefüllt, in welchem oben behufs Abdichtung eine stets mit Wasser gefüllte Mulde ausgespart war. Die Wände der Arbeitskammer waren mit Zementmörtel verputzt.

Nach Einleitung der Druckluft erfolgte die Senkung ohne Schwierigkeit bis zur gewünschten Tiefe. Es wurde hierbei die Erfahrung gemacht, dass darnach der gemauerte Körper leichter sank als bei der gewöhnlichen Brunnensenkung, was auf eine Minderung des Reibungswiderstandes durch die längs der Wände emporstreichende Luft schliessen liess. Anderseits hat aber die komprimierte Luft, durch ihren Druck gegen die Decke der Arbeitskammer einen das Sinken hemmenden Einfluss, so zwar dass hierdurch letzteres zeitweilig ganz aufhören kann. Es ist dann ein zeitweiliges Auslassen der Luft erforderlich, was immer ein plötzliches Sinken und meistens auch das Eindringen des Wassers in die Arbeitskammer zur Folge hat, welches bei Wiederaufnahme der Arbeit immer zuerst entfernt werden muss (CBl. 1884).

„ „ Fig. 34. Gründung der Pfeiler des Viaduktes von Marly-le-Roi unter Anwendung eines sog. Senkkastens oder Caissons aus Eisen, welcher die Arbeitskammer *A* enthält, deren Decke der Förderschacht *B* nebst dem um denselben herum aufgemauerten Pfeiler trägt. Diese Konstruktion wurde zuerst als offener Senkbrunnen so tief versenkt, als für den Bodenaushub un-

Digitized by Google

ter Ausschöpfen des Wassers noch als vorteilhaft erschien, worauf nach Aufsetzung der Luftschleuse am obern Ende des Schachtes zum pneumatischen Verfahren übergegangen wurde (NA. 1884).

Taf. 27, Fig. 35—35_b. Gründung zweier Füsse des Eiffel-Turmes in Paris mittels des Druckluft-Verfahrens. Es sind dies die zwei an der Seine-Seite gelegenen Füsse, die auf je vier mittels Caisson niedergesenkten Grundpfeilern von 6 × 15 m Grundfläche gegründet wurden, während bei den andern zwei Füssen unmittelbare Gründung in offener Baugrube zur Anwendung kommen konnte. Fig. 35 zeigt das erste Stadium der Senkung bei offenem Schacht, Fig. 35_a die Einleitung des pneumatischen Verfahrens, und Fig. 35_b den fertigen Grundpfeiler im Längsschnitt, mit den Ankerbolzen für die Eisenkonstruktion des Turmes (NA. 1888—CBl. 1889, S. 392).

„ „ Fig. 36—36_a. Gründung der Pfeilerfundamente beim Magazin du Printemps in Paris. Der Boden bestand auf 1,6 m Tiefe unter der Grundwasserfläche aus Triebsand, und dann aus festem Sand mit Kies, in den das Fundament 0,4 m tief versenkt worden sollte. Dem entsprechend wurde die Arbeitskammer *A* des Senkkastens gleich jener der Fundamentmauer 2 m hoch angenommen, so dass die Betonfüllung der Arbeitskammer schon das fertige Fundament ausmachen sollte. Die Luftschleuse *S* wurde auf die Arbeitskammer oben aufgesetzt und als Fortsetznng derselben angeordnet. Der Kasten hatte eine Breite von 2,5 bis 3,0 m und bestand überall aus Blech von 4 mm Dicke.

Der ausgehobene Boden wurde in Eimern durch den Schacht *B* in die Luftschleuse gehoben und auf die Decke der Arbeitskammer entleert, wodurch die zum Niederdrücken des Kastens erforderliche Belastung erlangt wurde. Die Entleerung geschah durch die seitlich an der Wand der Luftschleuse angebrachte Klappe. Nach vollbrachter Senkung wurde die Arbeitskammer mit Beton gefüllt und in diesen entsprechend Fig. 36_a ein Hausteinblock, als unmittelbare Unterlage für den eisernen Pfeiler eingesetzt (DB. 1886, S. 355).

Gefriergründung.

Dieses vom Bergingenieur Poetsch erfundene Verfahren, gründet sich auf der Ausführung eines offenen Schachtes in dem unter Grundwasser liegenden Boden durch Versetzung der nassen Erdmassen in einen fest gefrorenen Zustand, welcher Schacht dann als Baugrube dienen kann. Zu diesem Behufe werden eiserne Rohre in den Boden eingetrieben, in denen man geeignete Flüssigkeiten von so niedriger Temperatur zirkulieren lässt, dass das umgebende Erdreich zum Erfrieren gebracht wird. Die folgenden Beispiele zeigen die ersten Anwendungen des Verfahrens.

Taf. 27, Fig. 37. Ausführung eines Schachtes durch schwimmendes Gebirge bei Schneidlingen (Aschersleben) nach dem Gefrierverfahren. Bei dieser Anlage handelte es sich darum, einen bereits bis zu 50 m Tiefe in gewöhnlicher Weise ausgeführten Schacht durch eine Triebsandschicht *A* von 5,6 m Dicke fortzusetzen, was nach dem gewöhnlichen Verfahren nicht ausführbar war. Zu dem Behufe wurden im Innern des Schachtes 25 Rohre *C* von 200 mm Durchmesser mittels Erdbohrer bis durch die Triebsandschicht niedergeführt, unten wasserdicht abgeschlossen, und in dieselben andere Rohre von 30 mm Durchmesser versenkt, die am untern Ende mit seitlichen

Digitized by Google

Öffnungen versehen waren, während die oberen Enden in ein gemeinsames horizontales Sammelrohr mündeten. In gleicher Weise hatten auch die äusseren Rohre oben ein gemeinsames Sammelrohr. Diese beiden Sammelrohre standen durch die zwei über Erde leitenden Rohre a und b mit einer Eismaschine in Verbindung, von denen ersteres als Zuleitungs- und letzteres als Ableitungsrohr diente.

Als Kälteleiter wurde Chlorcalcium-Lauge benutzt, deren Gefrierpunkt bei —40° C. liegt, die aber hier durch die Eismaschine nur bis auf —25° abgekühlt, durch das Zuleitungsrohr a eingeführt und durch das Ableitungsrohr b wieder zur Eismaschine zurückgeleitet wurde, um durch abermalige Abkühlung im Kreislauf wieder verwendet zu werden. Die zurückgeleitete Flüssigkeit hatte eine Temperatur von etwa 19° C. Nachdem dieses Verfahren durch einige Tage fortgesetzt worden, erstarrte die Triebsandschichte um die Rohre herum zu einem festen Körper, sodass er mittels Keil und Hacke ausgebrochen werden konnte (CBl. 1883).

Taf. 28, Fig. $1—1_c$. Ausführung eines Schachtes in schwimmendem Gebirge bei Königs-Wusterhausen. Der Schacht sollte bei 4×2 m Querschnitt bis zu einem auf 30 m Tiefe befindlichen Steinkohlenflötz ausgeführt werden, wobei der Boden nur auf ungefähr 6 m Tiefe aus festen Erdschichten, im übrigen aber aus vom Grundwasser durchweichten Erdmassen bestand.

Hier wurde um den Schacht herum eine gefrorene Erdhülle erzeugt, die bis zur wasserdichten Steinkohlenschicht reichte, und so durch die wasserdichte Abschliessung des innern Raumes die Ausführung des Schachtes in demselben, unbehindert vom Andrange des Grundwassers, ermöglichte. Zu dem Behufe wurde zuerst ein Schacht von grösserem Querschnitt bis auf 4,5 Tiefe auf gewöhnliche Weise ausgeführt und von dessen Sohle aus am äusseren Umfange des eigentlichen Schachtes mittels Ventilbohrer 16 Rohre f von 175 mm Weite und 8 mm Wanddicke in Abständen von 1 m bis in die undurchlässige Erdschicht eingetrieben. Dieselben wurden unten durch eine eiserne Hülse g (Fig. 1_c) und einen in dieselbe eingetriebenen Pfropfen, sowie durch eine Packung von Zement und Teer, und eine Blechscheibe als Unterlage für das innere Zuleitungsrohr c, geschlossen. Dieses hatte einen Durchmesser von 30 mm und war unten mit Ausströmungsöffnungen versehen. Am obern Ende erhielten die äusseren Rohre die Anordnung Fig. 1_b und mündeten wieder alle durch die Zweigröhren d in ein ringsum laufendes Sammelrohr r_2, während die inneren Rohre von einem gemeinsamen Verteilungsrohr r_1 ausgingen (Fig. 1_a), welche Rohre r_1 und r_2 durch die Rohre a und b mit der Eismaschine in Verbindung standen.

Die Lauge hatte hier beim Eintritt in die Gefrierrohre eine Temperatur von —18° und beim Austritt —15° C, und betrug ihre Geschwindigkeit 0,015 m/Sek. Nach 50 Tagen hatte sich um die Rohre herum ein gefrorener Erdkörper von 1,5 bis 1,8 m Dicke gebildet, der genügend wasserdicht war, um beim Ausheben des Schachtes das Eindringen des Grundwassers zu verhindern (CBl. 1884).

Was die Anwendbarkeit des Gefrierverfahrens zu Gründungen betrifft, so können die nach diesem Verfahren hergestellten Schächte unmittelbar zur Aufführung von gemauerten Pfeilern benutzt werden, wenn dabei nur auf den ungünstigen Einfluss der Kälte auf die Mauerung Rücksicht genommen wird. Dies kann durch künstliche Erwärmung der Luft im Schachte während der Aufführung des Mauerwerks, oder durch Anwendung von Trockenmauerwerk geschehen. Im erste-

Digitized by Google

ren Falle hätte man die Wände des Schachtes mit schlechten Wärmeleitern zu bedecken, um die gefrorenen Erdmassen vor dem Einfluss jener Wärmezufuhr zu schützen.

Das Verfahren ist namentlich geeignet dort zur Anwendung zu kommen, wo für Gründungen auf grössere Tiefe unter Grundwasser andere Methoden mehr oder weniger ausgeschlossen sind. Dies kann der Fall sein, wenn zur Gründung mittels gewöhnlicher Schächte der Wasserandrang zu stark ist um durch Ausschöpfen bewältigt werden zu können, und wenn der Brunnengründung ein zu grosser Reibungswiderstand oder schwer zu beseitigende Hindernisse im Boden im Wege stehen, während die Druckluftgründung durch die notwendige Zunahme des Luftdruckes mit zunehmender Tiefe unter der Wasserfläche beschränkt ist, so zwar dass erfahrungsgemäss eine Tiefe von etwa 35 m nicht überschritten werden kann, ohne die Gesundheit der Arbeiter zu gefährden.

Eine interessante Anwendung hat das Gefrierverfahren in einer von der Pötsch'schen Methode abweichenden Form bei der im Jahre 1885 erfolgten Ausführung des Brunkeberg-Tunnels in Stockholm gefunden. Hierbei wurde zum Vortreiben des Tunnels im wässerigen Sandboden derselbe vor Ort durch eine doppelte Wand, mit ca. 16 cm starkem Füllmaterial-Einschluss (Kohle und dergl.) abgeschlossen, und kalte Luft von ca. —52° C. eingeblasen. Bei Tag wurde dann die Wand entfernt und das auf ca. 2 m Dicke gefrorene Erdreich ausgeschachtet (CBl. 1885, S. 537, ÖW. 1885, TT. 1886, S. 81, 1887, S. 113).

3. Gründungen im offenen Wasser.

Zur Gründung im offenen Wasser können alle bei den Gründungen unter Grundwasser angeführten Methoden zur Anwendung kommen, wobei aber mit Rücksicht auf die Einflüsse des offenen Wassers zur Ausführung und späteren Erhaltung der Bauwerke besondere Massregeln erforderlich sind. Je nach dem Zweck, der Beschaffenheit des Bodens und dem Einflusse des Wassers können hier folgende Gruppen unterschieden werden: Unmittelbare Gründung im offenen Wasser, Unmittelbare Gründung bei wasserdichtem Abschluss und Trockenlegung der Baugrube, Gründung auf Pfählen, Brunnengründung und Druckluftgründung.

a. Unmittelbare Gründung im offenen Wasser.

Da bei unmittelbarer Gründung im offenen Wasser die Ausführung von Mörtelmauerwerk im allgemeinen ausgeschlossen ist, so werden derartige Fundamente entweder aus im Verband hergestelltem Trockenmauerwerk mit Stein-

Digitized by Google

quadern oder Betonblöcken, aus freien Steinschüttungen und Betonschüttungen, Steinkisten, sowie Stein- und Betonschüttungen zwischen Pfahlwänden hergestellt *).

In gleicher Weise können zu gewissen Zwecken auch Erdschüttungen zur Anwendung kommen, wenn dieselben nicht der spülenden Kraft des Wassers ausgesetzt sind, wie dies z. B. bei Eisenbahndämmen durch ruhiges Wasser (Sümpfe und Seen), und bei zu bebauenden Ufererweiterungen der Fall ist.

Da mit Ausnahme der Betonschüttungen die übrigen dieser Gründungsarten infolge des losen Zusammenhanges der Fundamente grösseren, mehr oder weniger ungleichmässigen Setzungen unterliegen, so eignen sich dieselben im allgemeinen nur für Bauwerke, welche durch solche Setzungen in ihrem Bestand nicht gefährdet werden.

Fundamente aus Trockenmauerwerk, Steinschüttungen und Betonschüttungen im offenen Wasser.

Diese Art von Fundamenten kommt namentlich im Hafenbau zu Hafendämmen und Kaimauern zur Anwendung, und werden daher im „Wasserbau" IV. Teil (Hafenbau) noch besonders besprochen. Je nachdem an Ort und Stelle das eine oder das andere Material billiger erhältlich, und je nach der Beschaffenheit des Bodens werden für den unter Wasser befindlichen Teil des Bauwerks entweder im Verband versetzte Steinblöcke, Betonblöcke, Beton in Säcken oder freie Betonschüttungen, Bruchsteinschüttungen (manchmal zusammen mit Faschinen) verwendet, während die Teile über Wasser aus Quadermauerwerk oder Stampfbeton zu bestehen pflegen.

Taf. 28, Fig. 2. Gründung einer Mole aus im Verband versetzten Betonblöcken ohne Anwendung von Mörtel für den unter Wasser befindlichen Teil (Hafen von Flö, Norwegen) (TT. 1882).

„ „ Fig. 3. Querschnitt einer Mole im Hafen von Aberdeen. Das Fundament besteht hier unterst aus einer Lage von Betonsäcken *A* und darauf bis zur Niedrigwasserfläche aus Betonblöcken *B*, während der obere Teil *C* aus einem durchgehenden massiven Körper von Stampfbeton hergestellt ist (Hdl.).

*) Bei kleineren Wassertiefen kann zwar eine unmittelbare Herstellung von Mörtelmauerwerk unter Wasser in der schon bei den Gründungen unter Grundwasser erwähnten Art (S. 254) geschehen, dass zwischen die versenkten Steinblöcke Zementmörtel mittels eines Trichters eingegossen wird. Es ist dies ein Verfahren welches z. B. auch bei den Hafenbauten in Finnland wiederholt zur Anwendung gekommen ist, allein da hierbei ein teilweises Auswaschen des Mörtels unausbleiblich ist, so wird auch ein solcher Verband immer mehr oder weniger zweifelhaft ausfallen.

Digitized by Google

Taf. 28, Fig. 4. Gründung der Nordmole des Hafens von Sunderland. Dieselbe besteht bis zur Niedrigwasserfläche aus mehreren Schichten von Betonsäcken *A* und im oberen Teil *B* aus Quadermauerwerk mit Betonhinterfüllung. Die Betonsäcke hatten hier ein Gewicht bis zu 100 t (vgl. S. 200, Taf. 21, Fig. 19) (CBl. 1885, S. 71—vgl. Molenbau in Newhaven, GC. 1888, Tome XIII, S. 371).

„ „ Fig. 5. Gründung einer Mole des Hafens von Fraserburgh, wobei gleichfalls der unter Niedrigwasser befindliche Teil *A* aus Betonsäcken, der obere Teil dagegen aus Mörtelmauerwerk besteht (NTT. 1887).

„ „ Fig. 6. Mole des Hafens von Colbergermünde, die auf einem Kern von Faschinen-Sinkstücken mit seitlichen losen Steinschüttungen gegründet ist. Durch die Sinkstücke wurde sowohl eine Ersparung an Steinmaterial, wie auch eine kleinere Belastung als nur durch Steinmaterial, und dadurch eine geringere Setzung des Bodens angestrebt (IFF. 1885).

„ „ Fig. 7. Mole des Hafens von Libau, wobei das Fundament aus einer breiten Unterlage von Sinkstücken *A*, und darüber aus einer losen Steinschüttung *B* bis zu ungefähr halber Wassertiefe besteht, worauf erst der eigentliche Molenkörper aus regelmässigen Betonblöcken folgt (CBl. 1889, S. 220).

„ „ Fig. 8. Gründung einer Mole im Hafen von Brest auf einer bis zu ungef. 2 m unter Niedrigwasser reichenden losen Steinschüttung, auf die eine Reihe von Betonblöcken versetzt ist, sodass sie über Niedrigwasser emporreichen, während der obere Teil aus Zementmauerwerk besteht (NA. 1875, Pl. 7—8).

„ „ Fig. 9. Gründung einer Mole in Triest (Molo St. Carlo), bestehend unterst aus einer Steinschüttung *A*, auf der nach gehörigem Setzen zwei durchgehende, bis zum Niedrigwasser reichende Seitenmauern *B* aus Beton, und auf diesen bis über die höchste Wasserfläche reichende Quadermauern aufgeführt wurden. Der Zwischenraum *C* ist mit Steinmaterial ausgefüllt. Die beiden Betonmauern wurden durch Versenken von Beton (unter Zusetzung von grösseren Bruchsteinen) zwischen provisorischen Wänden (hölzernen Kasten) hergestellt. Da aber bei diesem Verfahren der Erhärtungsprozess des Betons bei unruhigem Wasser leicht gestört wird und bei ungleichmässigen Setzungen die Mauern leicht zerstört werden, so verdienen, namentlich bei so schlechtem Untergrund wie in Triest, versenkte Betonblöcke den Vorzug (Vgl. „Santorin-Gussmauerwerk oder künstliche Blöcke bei Seebauten" von Fr. Oliva: ÖW. 1885, S. 363) (AB. 1855, 1876).

„ „ Fig. 10. Querschnitt eines Wellenbrechers vor den Hafenbecken in Triest. Dieser freistehende Hafendamm besteht aus einer bis über die Wasserfläche reichenden losen Steinschüttung, mit einem lotrechten Abschluss an der innern Hafenseite durch eine Kaimauer aus Betonblöcken. Aus der Figur ist zugleich die Setzung des losen Schlamm-Bodens unter der Steinschüttung zu ersehen. Während die Bodenmasse unter dem Damme auf eine Breite von 46 m so stark niedergedrückt wurde, dass die Senkung in der Mitte 8 m betrug, wurde dieselbe an den Seiten bis zu 6,5 m Höhe emporgepresst (AB. 1876—ÖZ. 1879).

„ „ Fig. 11—12_b. Gründung der Kaimauern bei den Hafenanlagen in Triest. Die Gründung dieser Kaimauern geschah wie bei vorgenanntem Hafendamm entsprechend Fig. 11, auf einer Steinschüttung. Um aber nachträgliche Setzungen und Mauerbrüche möglichst zu vermeiden, wurde die Steinschüttung vor der endgültigen Aufführung der Mauern entsprechend Fig. 12 provisorisch belastet. Dies geschah durch Aufschichten von Betonblöcken, welche

Digitized by Google

für die definitiven Mauern bestimmt waren. Während dieser mehrere Monate dauernden Belastung traten stellenweise Verschiebungen wie in Fig. 12_a ein. Es wurden dann die Blöcke wieder herausgehoben, und wie in der letzteren Figur gleichfalls angedeutet, regelrecht versetzt, wonach auf denselben über Wasser die durchgehende Quadermauer aufgeführt wurde. Stellenweise traten jedoch bei diesen definitiv versetzten Blöcken dennoch wieder bedeutende Verschiebungen ein, die aber dann in ihrer Lage belassen wurden, worauf die Mauer durch Aufsetzen neuer Blöcke entsprechend Fig. 12_b bis zur Wasserfläche zur Ausführung kam. Hierbei mussten einzelne zu weit nach vorne verschobene Blöcke, die den anlegenden Schiffen hinderlich gewesen wären, abgesprengt werden (vgl. Taf. 11, Fig. $22-22_3$) (ÖZ. 1879).

Bei der Anwendung von Betonschüttungen werden diese, je nachdem das Wasser mehr oder weniger ruhig ist und je nach dem Charakter des Bauwerkes, entweder ganz frei, ohne schützende Wände ausgeführt, oder wird die Baugrube durch Spundwände oder provisorische Holzwände umschlossen und der Beton bis zur Wasserfläche oder nahe darunter angeschüttet, worauf gewöhnliches Mauerwerk oder Stampfbeton folgt. Die Spundwände erfüllen dann auch noch den Zweck, das Betonfundament gegen Unterwaschung zu schützen, und sind daher um so tiefer niederzuführen, je mehr eine solche Unterwaschung zu befürchten ist, nebstdem zu gleichem Zwecke an der Aussenseite auch noch Steinschüttungen erforderlich sein können. Je nach der mehr oder weniger festen Beschaffenheit des Bodens kann die Betonschüttung entweder unmittelbar auf die vorhandene Bodenfläche versenkt werden, oder erst nach Entfernung der oberen loseren Schichten mittels Baggerung, und eventuell unter Anwendung einer Steinschüttung als Unterlage.

Taf. 28, Fig. $13-13_a$. Gründung der Bauhellinge der Werft von St. Bartolomeo im Hafen von Spezia. Das Fundament besteht hier aus einer Steinschüttung mit darüber liegender Betonschüttung, die mittels Betonsenkkasten und Taucher ganz frei ausgeführt wurde (ZfB. 1888, S. 119) (vgl. Taf. 20, Fig. $10-10_b$).

„ „ Fig. 14. Gründung der Kaimauern am Donau-Ufer in Wien und in Budapest auf Betonschüttung zwischen Spundwänden (ÖW. 1874, S. 227).

„ „ Fig. 15. Betonfundament bei den Pfeilern der Louis-Philippe-Brücke über die Seine in Paris, zwischen Spundwänden, nach vorheriger Ausbaggerung des Bodens (AB. 1864).

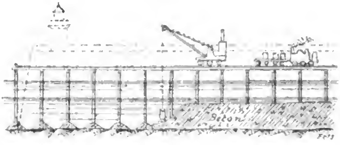
Ein interessantes Beispiel über die Herstellung von frei angeschütteten Betonfundamenten zwischen provisorischen Holzwänden erbietet die in nachstehenden Textfiguren $91-91_b$ ersichtliche Gründung einer Mole des Hafens von Wicklow.

Hierbei wurden zuerst die auf den Felsboden stumpf anstossenden Gerüstpfähle durch Umschüttung mit Beton befestigt, und darauf ein über die ganze Breite der Mole bis nahe an die Niedrigwasserfläche reichender Kern im of-

Digitized by Google

fenen Wasser angeschüttet, während die übrigen Schüttungen zwischen provisorischen Holzwänden ausgeführt wurden (GC. 1888, Tom. XIII).

Fig. 91.



1:720

Fig. 91a.

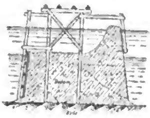
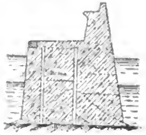


Fig. 91b.



1:132

Gründung einer Mole des Hafens von Wicklow.

Hierher gehört auch das bereits auf S. 190 besprochene Verfahren von Kinipple, dessen Anwendung aus folgenden Beispielen zu ersehen ist.

Taf. 28, Fig. 16—17. Hafendämme in Greenock, ausgeführt nach den Verfahren von Kinipple. Bei der Ausführung Fig. 16 wurden die über Niedrigwasser reichenden Teile durch geböschte Seitenwände begrenzt, welche durch leicht zu handhabende Betonblöcke von nur 82 kg Gewicht bekleidet wurden. Während der Ausführung dieser Wände, deren Fugen mit schnell bindendem Zementmörtel vergossen wurden, hat man zwischen denselben steifen Beton eingeschüttet. — Bei der Bauweise Fig. 17 wurden zunächst in ausgebaggerten Rinnen zwei Fussdämme *A* und *B* aus steifem Beton hergestellt, und zwar je nach der Beschaffenheit des Zements und den Strömungsverhältnissen entweder durch freie Schüttung oder in Säcken. In diese Fussdämme wurden eiserne Pfähle eingetrieben, welche in der Längsrichtung durch Stangen mit einander verbunden waren, die an den Enden Oesen hatten, während sie in der Querrichtung mittels beiderseits verankerter Kabel mit einander in Verbindung standen. Diese Pfahlreihen waren zum Schutze des Betons gegen Auswaschen auf der Innenseite durch mit Segeltuch gedichtete Holzwände bekleidet. Der Raum zwischen den Pfahlwänden war durch Querwände abgeteilt, die aus versenkten kleinen Betonblöcken bestanden, worauf jene Abteilungen mit plastischem Beton gefüllt wurden (CBl. 1888, S. 196).

Digitized by Google

Gründung mittels Steinkisten.

Steinkisten sind hölzerne Kasten mit aus Balken hergestellten Blockwänden, die durch Belastung mit Steinmaterial im Wasser versenkt und sodann vollständig mit Steinmaterial, bei genügend dichten Wänden wohl auch mit Sand, Erdmaterial oder Beton ausgefüllt werden. Dieselben erhalten ausser den gewöhnlich etwas geneigten Aussenwänden bei grösserer Breite auch Mittelwände in der Längsrichtung und werden durch Querwände abgesteift, wodurch Fächer von etwa quadratischer Grundrissform entstehen, von denen einzelne zur Einbringung der Belastungs-Steine mit Böden versehen werden.

Die Blockwände werden aus runden oder aus an den Seiten gezimmerten Balken hergestellt; erstere sind z. B. in Russland üblich, während in Skandinavien und in Finnland die letztere Art mehr gebräuchlich ist. Es hat diese Anordnung den Vorteil, dass die Balken vorher in der für die Wände erforderlichen Dicke angeliefert werden können und eine raschere und leichtere Ausführung der Kisten gestatten, nebstdem hierdurch auch kleinere Transportkosten für das Holz bedingt sind.

Gegenüber den Steinschüttungen haben Steinkisten den Vorteil, dass bei denselben ein seitliches Ausweichen der Steinmassen verhindert wird, sowie dass sie weniger Steinmaterial erfordern, durch das geringere Gewicht des Holzes den Boden weniger belasten und durch die Steifigkeit der Kisten ungleichförmigen Setzungen entgegenwirken. Infolge dieser Eigenschaften werden Steinkisten, namentlich in holzreichen Gegenden und an Stellen wo sie nicht der Zerstörung durch den Bohrwurm ausgesetzt sind, zu gleichen Zwecken wie sonst die Steinschüttungen mit Vorteil benutzt.

Bei der Anwendung von Steinkisten ist darauf zu sehen, dass dieselben nicht aus ihrer richtigen Lage vorschoben werden, was dann leicht eintritt, wenn sich in geringerer Tiefe unter der Fundamentsohle entweder geneigte Ton- oder Lehmschichten oder geneigte Felsenflächen befinden, auf denen die darüber befindlichen Erdmassen unter der Einwirkung der Belastung des Fundamentes abrutschen können. Im ersteren Falle wird man durch Ausbaggern die Fundamentsohle unter die gefährlichen Schichten verlegen, sonst aber bis zur Felsenfläche baggern, und bei geringer Neigung die Kisten unmittelbar auf den Felsen niedersenken, wobei ihnen in vorhinein eine der Bodenfläche entsprechende Form gegeben wird. Bei grösserer Neigung der Felsenfläche müssen durch Sprengen passende Auflageflächen geschaffen werden. Zur Erlangung einer ebenen Basis und einer besseren Druckverteilung erhalten die Steinkisten oft eine Steinschüttung als Unterlage.

Der über Wasser befindliche Teil der mittels Steinkisten gegründeten Bau-

Digitized by Google

werke wird entweder gleichfalls aus Holz, als Fortsetzung der Steinkisten, oder behufs grösserer Dauerhaftigkeit gewöhnlich aus Mauerwerk oder Beton ausgeführt.

Taf. 28, Fig. 18—19. Molen in den Häfen von Raa, bzw. Malmö, gegründet auf Steinkisten mit gemauertem Überbau. Dieselben sind auf der Seeseite durch Steinwürfe gegen Unterwaschung geschützt (ZfB. 1880).

„ „ Fig. 20—20_a. Ausführung der Steinkisten nach schwedischer Bauart, dargestellt durch den Quer- und Längsschnitt einer einfachen Kiste. Die Verbindung der Wände geschieht durch den üblichen Blockverband, und werden zur Erreichung eines festeren Zusammenhanges der Wände in die Fugen zwischen den Balken vertikale Dübel *D* eingetrieben. Zu gleichem Zwecke werden in Finnland die Balken nur an den beiden Seitenflächen eben bearbeitet, während die obere Fläche rund belassen und die untere konkav ausgehöhlt wird, so dass die auf einander liegenden Balken ineinander greifen. Zur Einhaltung der Richtung der Wände während der Aufführung und zur Erhöhung des Zusammenhanges der Kiste werden an den Ecken und stellenweise auch dazwischen an der Innenseite Ständer *S* angebracht, die durch Holzpflöcke, oder in wichtigeren Fällen durch Schraubenbolzen mit den Wänden verbunden werden (ZfB. 1880).

Die Herstellung der Steinkisten wird damit eingeleitet, dass ein Teil der Kiste entweder am festen Lande, oder nach der in den nördlichen Ländern üblichen Weise auf dem Eise aufgezimmert, ins Wasser geschoben und an der Versenkungsstelle unter allmählicher Belastung mit Steinmaterial und Verlängerung der Wände bis zum Aufsitzen auf in Sohle versenkt wird.

In Finnland wird der Steinkisten-Bau von Alters her angewendet; derselbe ist aber namentlich in neuerer Zeit in den Häfen von Hangö und Helsingfors in grossartigem Masstab zur Anwendung gekommen.

„ „ Fig. 21. Querschnitt der Mole von Hangö, bei der im Jahre 1890 ausgeführten Verlängerung, bestehend aus 8 Steinkisten von 20 m Breite, 7 m Höhe und je 11 m Länge. Hierbei betrug die Wassertiefe zwischen 9,8 und 12,47 m und hatte die Sohle in der Richtung des Querprofils eine Neigung von 1 : 25. Der Boden bestand aus einer Schlammschicht von 0,6 bis 1,2 m Höhe, darauf aus feinem Sand in einer Schicht von 8,9 bis 11,87 m Dicke, worauf, teils fester Kies, teils Fels folgte. Als Unterlage für die Kisten wurde ohne vorhergehende Baggerung, unmittelbar auf dem vorhandenen Boden eine Steinschüttung von 26,7 m Breite und 3,4 bis 4,8 m Höhe hergestellt.

Die Ausführung der Kisten geschah in der Art, dass dieselben bis zu einer Höhe von 5 bis 7 Balkenlagen auf einem provisorischen Helling am Strande aufgezimmert, mit den ca. 9 m langen durch Schraubenbolzen befestigten Eckenständern von 25 × 25 cm Querschnitt versehen, und dann ins Wasser geschoben wurden. Der Helling bestand aus einem einfachen Balkenrahmen mit drei Eisenbahnschienen-Strängen in einem gegenseitigen Abstand von 7,15 m, auf welchen ein Rollrahmen mit 30 Rädern ruhte. Zur grösseren Sicherheit wurden an jeder Kiste vor dem Ausschieben 30 bis 40 leere Petroleum-Fässer befestigt.

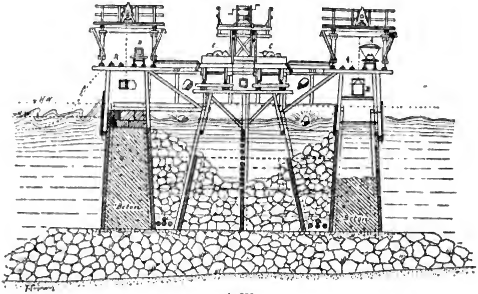
Da diese Mole den unmittelbaren Angriffen des offenen Meeres ausgesetzt ist, wobei die gegen dieselbe gepressten Wellen beim event. Eindringen die oberen aus Sand bestehenden Füllungsmassen unterwaschen und die Fugen aufgefressen würden, so wurde hier nicht für genügend erachtet die äusseren Wände möglichst sorgfältig abzudichten, sondern wurden die äusseren Fächer ganz mit Beton gefüllt. Hierdurh sollte auch für die darüber aufgeführten Ufermauern

Digitized by Google

eine feste Unterlage geschaffen, und ein innerer Druck gegen die äusseren Kistenwände, wie solcher von der Steinfüllung ausgeübt würde, vermieden werden.

Im übrigen geschah die Ausführung entsprechend nachfolgender Textfig. 92 unter Anwendung von provisorischen Gerüsten an denen mehrere Gleise für Rollbahnen und Laufkrane für den Transport und die Versenkung der verschiedenen Materialien angebracht waren.

Fig. 92.



1 : 300

Anwendung von Steinkisten beim Molenbau in Hangö.

Während auf den Gleisen *A A* die Zufuhr des mit dem Senkkasten *B* versenkten Betons stattfand, wurden auf den Gleisen *C C* die Bruchsteinmassen zur Füllung der inneren Fächer, und auf den Gleisen *D D* die bei Aufführung der Kaimauern (Granitquader in Zementmörtel) erforderlichen Materialien zugeführt. Die Zufuhr des Betons geschah mittels Kippwagen, die unmittelbar in den Senkkasten entleert wurden.

Da die oberste Kante der Kisten nur bis zu 1 m unter der Niedrigwasserfläche reichte, wurden die äusseren zwei Fächer während der Ausführung der Betonschüttung und des Mauerwerks zum Schutz gegen die Wellen durch provisorische Bohlenwände bis über den höchsten Wellenbereich verlängert. Die Ausführung des Mauerwerks unter Wasser geschah durch Versenkung der Steinblöcke und nachträgliches Ausfüllen der Fugen durch Eingiessen von Zementmörtel mittels Trichter, wobei gegen das Ausfliessen des Mörtels an den Seiten Leinwanddecken angedrückt wurden.

Es kosteten hier: die Kisten, fertig versenkt 1,300 Fr. für 1 m Balken, (für die Zimmerung allein wurde 0,23 bis 0,31 Fr. für 1 m Balken bezahlt), die Steinschüttung unter den Kisten 3,54 Fr. und jene in den Kisten 4,42 Fr. für 1 cbm (das Steinmaterial wurde hier durch besondere Sprengung in nächster Nähe gewonnen), während sich die Betonschüttung auf 30,12 Fr. und das Mauerwerk auf 45,46 Fr. für 1 cbm stellte (TFF. 1891-1903, S. 258—AB. 1895).

Taf. 28, Fig. 22. Gründung eines Eisenbahndammes der Hafenbahn in Helsingfors mittels einer einzigen Steinkiste von 19,5 m Sohlenbreite, 6 m Höhe und 80 m Länge. Dieselbe erhielt zur Erlangung des nötigen Widerstandes gegen ungleichmässige Setzungen in der Längsrichtung und zur Versteifung der Querwände fünf innere Längswände, und wurden von den so gebildeten sechs

Digitized by Google

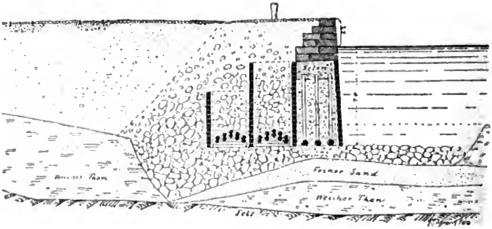
Fachreihen nur zwei behufs Belastung bei der Versenkung mit Böden versehen, während die übrigen zur nachträglichen Füllung unten offen waren. Die äusseren Wände erhielten eine Anlage von 1 : 24. Die Querwände hatten einen gegenseitigen Abstand von 3,0 m, wodurch das obere Ende der Kiste in fast quadratische Felder eingeteilt war. Die inneren zwei Felderreihen erhielten jedoch in jedem Feld noch eine Zwischenwand, so dass hier der gegenseitige Abstand der Querwände 1,5 m betrug.

Der Boden bestand an der Versenkungsstelle aus einer weichen Schlamm- und Tonschicht von etwa 4 m Mächtigkeit, worauf eine Schicht von kompaktem feinem Sand von ungefähr 1 m Dicke und darauf Fels folgte. Zur Vermeidung grösserer nachträglicher Setzungen und eventueller Verschiebungen (letzteres namentlich infolge der vorhandenen Rutschfläche zwischen dem Ton und der etwas geneigten Sandschicht), wurde der weiche Boden bis auf die Sandschicht ganz ausgebaggert, und durch eine wagrecht abgeglichene Steinschüttung ersetzt, auf welche die Kiste niedergesenkt wurde. Hierbei reichte die letztere bis zu 1 m unter der Wasserfläche, von wo aus der Damm aus Mauerwerk und Füllungsmaterial, bestehend aus beiderseitigen Kaimauern aus Granitblöcken und dazwischen liegender Bettung für ein doppeltes Gleis, aufgeführt wurde.

Vor Aufführung dieser Mauern wurde die Kiste in allen Fächern, mit Ausnahme der zwei seitlichen Reihen ganz mit Bruchsteinen gefüllt, worauf die seeseitige Kaimauer wegen der grösseren Höhe derselben und der auf jener Seite zu erwartenden grösseren zufälligen Belastungen ein Betonfundament von 1,25 m Höhe erhielt. Zur grösseren Sicherheit gegen Setzungen und zur Vermeidung eines grösseren Druckes gegen die Wände der Kiste wurde der Druck dieser Betonschüttung durch drei Reihen von Pfählen auf die Steinschüttung unter der Kiste übergeführt, wo die Pfähle in horizontale Langschwellen eingezapft waren, mit denen sie zugleich versenkt wurden. Ausserdem kamen auch noch die mit punktierten Linien angedeuteten Schrägpfähle zur Anwendung. Auf der innern Seite dagegen wurde unter der Kaimauer der oberste Teil der Steinschüttung auf 1 m Höhe **zementirt**, indem unter dieser Schichte eine Leinwanddecke ausgebreitet, und die Schüttung unter Einsetzung von Pflöcken zwischen den Steinen ausgeführt wurde. Dann wurden die Pflöcke herausgezogen und in die Löcher mittels Trichter soviel Zementmörtel eingegossen, dass die Zwischenräume zwischen den Steinen ausgefüllt wurden.

In gleicher Weise wurde die den Anschluss dieses Dammes an das Ufer

Fig. 93.



1 : 300

Steinkistenfundament einer Kaimauer in Helsingfors.

Digitized by Google

bildende Kaianlage mittels einer Steinkiste von der aus Textfig. 93 ersichtlichen Anordnung gegründet.

Diese Kiste erhielt zwei Zwischenwände in der Längsrichtung, und waren hier die beiden landseitigen Fächer behufs Füllung mit Belastungsmaterial unten geschlossen. Die Querwände erhielten einen gegenseitigen Abstand von 3,0 m, so dass die Kiste in nahezu quadratische Felder eingeteilt war. Im übrigen geschah die Ausführung hier in Übereinstimmung mit dem vorigen Falle.

Die Versenkung geschah bei diesen Kisten im Winter von der Eisfläche aus, wobei die Kisten zuerst bis zur Höhe von drei Balkenreihen auf einem besonderen, am Eise befestigten, als Helling dienendem Unterlagsrahmen aufgeführt, und dann von hier in die im Eise ausgehauene Öffnung verschoben wurden. Die Dicke der Eisdecke betrug hierbei ca. 0,5 m.

Die Kosten betrugen bei diesen Anlagen für 1 cbm Baggerung 1,50 Fr. 1 qm Kistenwand 5,00 Fr., 1 l. m. Pfahl 1,50 Fr., 1 cbm Steinschüttung 0,50 Fr. (das Steinmaterial wurde hier den nahe gelegenen Einschnitten der Bahn entnommen) 1 cbm Beton 35,0 Fr. und 1 cbm Zementmauerwerk 35,00 Fr. (Tkn. (1893).

Taf. 28, Fig. 23—24. Kaimauerfundamente mit Steinkisten aus behauenen und runden Hölzern in den Häfen von bzw. Ystad und St. Petersburg (IFF. 1884—CBl. 1884).

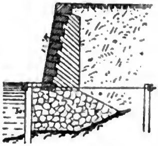
„ „ Fig. 25. Finnische Steinkisten-Kaianlage im Hafen von Skuru mit hölzernem Überbau, wie solcher in kleineren finnischen Häfen üblich ist.

Steinschüttungen zwischen Pfahlwänden.

Für die seitliche Begrenzung von Steinschüttungen können in gewissen Fällen anstatt Steinkisten eingerammte Pfahlwände, welche mittels Zwingen und gegenseitiger Verankerungen in der richtigen Lage erhalten werden, mit Vorteil zur Anwendung kommen. Es ist dies eine verhältnismässig billige Bauart, die namentlich zur Gründung von Kaimauern und Hafendämmen viel benutzt wird.

Ein einfaches Beispiel dieser Art zeigt die in neuerer Zeit entsprechend Textfigur 94 ausgeführte Kaimauer an der Donau in Linz, wobei das Fundament aus einem Steinwurf besteht, der vorne durch eine Pfahlwand begrenzt, an der Rückseite aber geböscht ist. Die Pfahlwand ist durch eiserne Zugstangen mit einer hinter der Mauer eingerammten Pfahlreihe verankert (ÖW. 1891, Taf. 18).

Fig. 94.



1 : 200

Kaimauer in Linz.

Taf. 28, Fig. 26. Querschnitt der Umschliessungsdämme des Vorhafens beim Petroleumhafen in Pillau, bestehend aus einer Steinschüttung zwischen zwei mit einander verankerten Pfahlreihen, mit Steinschüttung an der Seeseite zum Schutz gegen Unterspülung (ZfB. 1882, S. 282).

„ „ Fig. 27. Gründung des Trennungsdammes zwischen Vor- und Petroleumhafen in Pillau. Hier besteht nur der unter Niedrigwasser be-

Digitized by Google

findliche Teil des Dammes aus einer losen Steinschüttung zwischen Pfahlwänden, während der weitere Aufbau aus Betonschüttung von 1 m Höhe und einer bis über Hochwasser reichenden Mauer besteht (ZfB. 1882).

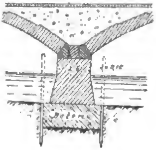
b. Unmittelbare Gründungen bei wasserdichtem Abschluss und Trockenlegung der Baugrube.

Der wasserdichte Abschluss der Baugrube geschieht durch Fangdämme, hölzerne oder eiserne Umhüllungen, sowie durch schwimmende Senkkasten.

Gründungen unter Anwendung von Fangdämmen.

Bei der Anwendung von Fangdämmen, die in früher besprochener Weise (S. 208—220) aus einfachen Spundwänden, Erd- oder Betondämmen bestehen, wird bei genügend dichtem Boden die Baugrube unmittelbar vom Wasser entleert, worauf je nach der Beschaffenheit des Bodens und dem Charakter des Bauwerkes alle früher bei den Gründungen im Trockenen und unter Grundwasser angeführten Methoden zur Anwendung kommen können. Es kann dann das Fundament auch mehr oder weniger tief unter die Sohle niedergeführt werden.

Fig. 95.



1:833

Gründung der Brücke im Zuge der Paulstrasse in Berlin.

Taf. 28, Fig. 28. Pfeilergründung bei der Fuldabrücke bei Malsfeld, unter Anwendung von Spundwandverdämmung. Die Spundwände wurden durch Kalfaterung von einem Taucher gedichtet. Das Fundament besteht ganz aus Mauerwerk (ZfB. 1880, S. 250).

In gleicher Weise wurde die aus Textfig. 95 ersichtliche Gründung der Pfeiler der in neuerer Zeit erbauten Strassenbrücke im Zuge der Paulstrasse in Berlin ausgeführt, wobei aber das Fundament aus einer unter die Sohle versenkten Betonschüttung besteht (CBl. 1893, S. 163).

„ „ Fig. 29. Gründung der Mainbrücke bei Frankfurt (Preussische Staatsbahn). Die durch Erdfangdämme abgeschlossene Baugrube wurde hier auf 4 m Tiefe ausgehoben und mit einer 3 m hohen Betonschüttung ausgefüllt (DB. 1886).

„ „ Fig. 30. Gründung einer Kaimauer im Hafen von Havre, mit Anwendung von Erdfangdämmen (IIF. 1875, Pl. 32).

Taf. 29, Fig. 1. Pfeilergründung bei der Elbebrücke bei Magdeburg auf Felsboden, mittels Betonfangdämme. Da die äusseren Wände im Felsboden selbst keine Stütze fanden, so wurde hierfür ein Senkgerüst, bestehend aus mit Steinmaterial belasteten hölzernen Böcken, auf den Boden versenkt, und die Wände gegen dieselben angelehnt, worauf innerhalb des so abgeschlossenen Raumes eine Betonschüttung von 1,25 m Höhe ausgeführt wurde. Auf dieser Unterlage wurde mit Hilfe einer zweiten Wand der Fangdamm von

Digitized by Google

0,75 m Dicke hergestellt. Derselbe wurde nach vollbrachter Gründung wieder beseitigt (Rž.).

Hölzerne und eiserne Umhüllungen.

Bei diesem Verfahren wird die Baugrube durch einen wasserdichten Mantel umschlossen, der über Wasser fertig hergestellt und auf die natürliche oder durch Baggerung entsprechend vertiefte Sohle abgesenkt wird, worauf er nach Abdichtung des Fusses und etwa auch der Fundamentsohle und nach gehöriger Absteifung der Wände, vom Wasser entleert wird. Die Abdichtung des Fusses geschieht entweder durch einen an der Aussenseite angebrachten Erd- oder Betondamm, oder durch eine innerhalb ausgeführte Betonschüttung, die zugleich zur Abdichtung der Sohle dienen kann. Der Mantel kann ein Bohlenkasten von gleicher Art wie die hölzernen Senkbrunnen (vgl. Taf. 26, Fig. 14—17) sein, oder nach der in Finnland üblichen Bauweise aus wagrechten Balkenlagen nach Art der Steinkisten, oder aus einem Blechmantel bestehen.

Taf. 29, Fig. 2. Gründung des Viaduktes über die Aulne der Eisenbahn Nantes-Brest, mittels hölzerner Umhüllungen. Der aus vertikalen, in den Fugen gedichteten Bohlen und horizontalen Riegeln bestehende Umhüllungsmantel wurde auf den Felsboden niedergelassen und mittels eines an der Aussenseite angebrachten Lehmdammes abgedichtet. Letzterer wurde zum Schutz gegen die Strömung mittels geteerter Leinwand abgedeckt, welche am Kasten angenagelt und durch aufgelegte Steine beschwert wurde (Cl. 1872).

„ „ Fig. 3—4. Pfeilergründung bei den Brücken der Uleaborg-Torneäbahn in Finnland mittels Balkenkisten-Umhüllungen (ausgeführt 1900). Fig. $3-3_a$ zeigen einen Pfeiler der Haukipudasbrücke, wobei die Kiste ungefähr 2 m tief in den Boden versenkt und die Baugrube mit einer Betonschüttung von 1,2 m Höhe abgedichtet wurde (TFF. 1902, S. 318). — Aus Fig. $4-4_b$ ist die Anordnung einer solchen, bei der Io-Brücke angewendeten Kiste zu ersehen. Dieselbe war an der Innenseite durch angeschraubte senkrechte Ständer verstärkt und am Fusse zum besseren Eindringen in den steinigen Boden mit einem Winkeleisenschuh versehen. Die Längswände waren durch zwei Querwände abgesteift, die mit je einem Fach zum Einbringen von Belastungssteinen versehen waren (TFF. 1903, S. 100).

„ „ Fig. $4-4_a$. Gründung der Marne-Brücke bei Nogent mittels eiserner Umhüllungen. Nachdem die obersten aus Schlamm, feinem Sand und Ton bestehenden Schichten bis zu dem auf ca. 3 m Tiefe befindlichen tragfähigen Kiesboden ausgebaggert worden waren, wurde der an einem Schwimmgerüst aufgehängte $3\,^1/_2$ bis $4\,^1/_2$ mm starke Blechmantel niedergesenkt und nach Versicherung gegen Unterspülung mittels eines Steinwurfes im Innern bis zu 3 m Höhe mit Beton gefüllt. Nach dessen Erhärtung und entsprechender Absteifung der Blechwände durch hölzerne Streben wurde das Wasser ausgeschöpft und der Pfeiler im Trockenen ausgeführt. Der über der Betonbettung befindliche Teil der Blechhülle wurde dann wieder abgehoben (Cl. 1857, Taf. 21).

In gleicher Weise geschah auch die Gründung der Eisenbahnbrücke über die Weser zu Bremen (HZ. 1869, Bl. 439).

„ „ Fig. $5-5_c$. Gründung einer Kaimauer am „Grand Bassin" in Antwerpen, mittels eiserner Umhüllungen. Es wurden hier nach Ausbaggerung des Bodens viereckige Blechkasten von 4,5 m Breite und 9 m Länge mit

Digitized by Google

Zwischenräumen von etwa ³/₄ m neben einander versenkt. Jeder Kasten bestand aus zwei mit einander wasserdicht verschraubten Teilen, von denen der untere von 4,4 m Höhe, ganz mit Beton gefüllt wurde, während der obere nach Ausschöpfung des Wassers behufs Ausführung des Ziegelmauerwerks bis über die Wasserfläche als Schutzmantel diente. Die einzelnen so ausgeführten Pfeiler erhielten an den Enden je vier vertikale Falze (Fig. 5_a), welche nach Abhebung der oberen Teile der Schutzmäntel in der Weise eine gegenseitige Verbindung erhielten, dass in die äussersten Falze je eine Bohlenwand niedergeschoben und dazwischen Beton versenkt wurde.

Nachdem der unter dem gewöhnlichen Wasserstande befindliche Teil der Mauer auf diese Weise ausgeführt worden, geschah die Ausführung des obern Teiles bei niedrigerem Wasserstande entsprechend Fig. 5_b—5_c als durchgehendes Mauerwerk mit Quaderverkleidung (ÖZ. 1886—TFF. 1888).

Taf. 29, Fig. 6. Gründung des Stannards-Rock Leuchtturmes in offener See, mittels einer eisernen Umhüllung in Form eines Blechmantels *B* der gegen den Wellenschlag durch einen vorgesetzten Steinkistendamm *A* geschützt war. Das Fundament des Turmes wurde bis über die Hochwasserfläche aus Beton ausgeführt (CBl. 1883).

Unmittelbare Gründung mittels Senkkasten.

Bei diesem Gründungsverfahren wird das Fundament in einem schwimmenden Kasten hergestellt, der mit zunehmender Belastung durch den Aufbau des Fundaments allmählich zum Sinken und schliesslich zum Aufsitzen auf den durch Baggerung, Steinschüttung oder Betonierung zubereiteten Untergrund gebracht wird. Die Senkkasten bestehen entweder aus Holz oder aus Mauerwerk; die letzteren werden auch Schwimmpfeiler genannt. Die hölzernen Senkkasten bestehen aus einem wasserdichten Boden nach der Art eines liegenden Rostes und Seitenwänden, die aus wagrechten Lagen von hochkantig gestellten Bohlen oder Balken wasserdicht zusammengefügt und an dem Boden meistens so befestigt sind, dass sie nachträglich leicht beseitigt werden können. Bei den gemauerten Senkkasten dagegen bestehen die Wände aus Mauerwerk oder aus Beton und werden dieselben später nicht entfernt, sondern in das Fundament einbezogen. Der Boden besteht hier aus Holz oder aus Mauerwerk. Um aber demselben im letzteren Falle die nötige Festigkeit zu geben, so wird er gewöhnlich in Form von umgekehrten Gewölben ausgeführt und erhält wohl auch ausserdem entweder einen hölzernen Rost zur Unterlage oder ein Eisengerippe. Bei grösseren Senkkasten dieser Art werden auch die Wände mit eisernen Gerippen armiert.

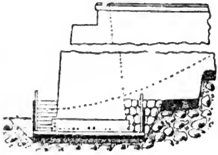
Taf. 29, Fig. 7—8. Konstruktion der hölzernen Senkkasten. Der Boden muss so stark sein, dass derselbe sowohl während des Senkens einen der Belastung und der Erhaltung der Dichtigkeit entsprechenden Widerstand leisten, als auch an der Sohle die Aufgabe eines liegenden Rostes erfüllen kann, während die Wände eine genügende Widerstandsfähigkeit gegen den Wasserdruck haben müssen. Der Boden besteht aus einer oder mehreren ins Kreuz gelegten Lagen von Bohlen oder Balken, die dicht an einander gelegt, eventuell gespundet, in den Fugen mit Werg gedichtet und mit heissem Pech kalfatert sind. Die

Digitized by Google

Wände bestehen meistens aus hochkantig gestellten, eventuell gespundeten Bohlen oder Balken, die in gleicher Weise wie der Boden abgedichtet, und so hergestellt werden, dass sie nach vollbrachter Gründung leicht zu entfernen sind. Zu diesem Behufe werden sie mittels übergelegter Querzangen und an diesen angebrachter eiserner Spannstangen niedergepresst. Letztere sind an eisernen Haken eingehängt, die am Boden des Kastens befestigt sind, wodurch sie nachträglich leicht abgenommen werden können. Dabei werden die Wände zwischen vertikalen Ständern geführt, welche mittels schwalbenschwanzförmiger Zapfen im Boden befestigt sind, und oben an den Querzangen eine Stütze finden (Ch.—Hd[I].).

Textfigur 96 zeigt die Anwendung solcher Senkkasten, bei der Gründung der Widerlager der Strassenbrücke über den Glommen, bei der Station Rena in Norwegen (zwei Öffnungen von je 105 m Stützweite). Hierbei wurde bis zu dem auf 1,5 m Tiefe unter Niedrigwasser befindlichen steinigen Boden gebaggert und die Sohle durch eingestampften Schlägelschotter geebnet, worauf der Kasten bei höherem Wasserstand herangeflösst, und unter Aufführung der Widerlagsmauer in demselben versenkt wurde, während die anschliessenden Flügelmauern über Wasser unmittelbar auf den abgetreppten Boden, auf einer Kiesschüttung gegründet wurden.

Fig. 96.



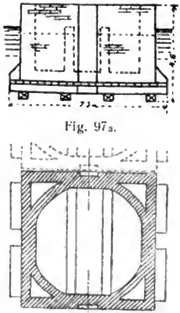
1 : 231

Widerlager der Glommenbrücke bei Rena.

Die Gründung des Mittelpfeilers geschah in gleicher Weise (NTT. 1892, Pl. X). — Weitere Beispiele über die Konstruktion der hölzernen Senkkasten folgen später bei Besprechung der Gründungen im offenen Wasser mittels Pfähle.

Fig. 97.

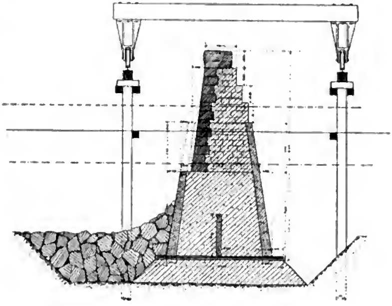
Fig. 97a.



1 : 200

Kaimauergründung mittels gemauerter Senkkasten in Sheerness.

Fig. 98.



1 : 135

Kaimauergründung mittels Senkkasten aus Beton in Wien.

Digitized by Google

Gemauerte Senkkasten kamen bereits zu Anfang des vorigen Jahrhunderts zur Anwendung. So wurden in den Jahren 1811—12 von Bentham Senkkasten von der aus Textfig. 97—97_a ersichtlichen Anordnung zur Gründung einer Kaimauer in Sheerness benutzt, bestehend aus einem hölzernem Boden mit darauf gelegten umgekehrten Gewölben und umschliessenden Wänden nebst zwei absteifenden Zwischenwänden aus Ziegelmauerwerk. Zur Erhöhung des Widerstandes gegen den Wasserdruck wurden in den Ecken besondere Absteifungswände angeordnet. Nach vollbrachter Senkung wurden sämtliche Hohlräume mit Beton ausgefüllt.

Textfig. 98 zeigt die Anordnung der in neuerer Zeit (1901) bei der Gründung einer Kaimauer am Donaukanal in Wien gelegentlich des Baues der Ringbahn zur Anwendung gekommenen Senkkasten aus Beton. Dieselben bestanden aus einem Bohlenboden und äusseren Wänden nebst inneren Absteifungswänden aus Stampfbeton, und wurden auf eine Betonschüttung abgesenkt. Von den durch die mittlere Längswand gebildeten Hohlräumen wurden die vorderen mit Beton und die hinteren mit Kies gefüllt (TFF. 1902).

Taf. 29, Fig. 9. Kaimauer im Hafen von Greenocck (Clyde-Ufer), gegründet mittels Senkkasten aus Ziegelmauerwerk. Die 12,19 m langen, 5,49 m breiten und 6,4 m hohen Kasten hatten eine Wanddicke von 0,61 m, und wurden an der Aussenseite mit Goudron und Pech gestrichen. Deren Ausführung geschah in einem Trockendock. An der Versenkungsstelle wurde der Flussboden auf 7,62 m Breite und 1,83 m Tiefe unter der Sohle ausgebaggert und dann mit einer Steinschüttung ausgefüllt und mit Kleinmaterial abgeglichen. Die auf diese Schüttung abgesenkten, 0,61 m über der Niedrigwasserfläche emporstehenden Kasten wurden mit magerem Stampfbeton ausgefüllt. Die darüber ausgeführte durchgehende Mauer besteht gleichfalls aus Stampfbeton mit Hausteinverkleidung auf der Wasserseite (AdP. 1902, II, Pl. 27).

„ „ Fig. 10—10_e. Gründung der Mole des Seehafens bei Heyst (Zeebrügge) in Belgien mittels gemauerter Senkkasten. Diese Mole wird für den Personen- und Ladeverkehr angewendet und besteht aus einer äussern Seemauer und einer innern Kaimauer aus Betonblöcken in einem äussern Abstand von 74 m, und zwischen denselben eingebrachter Hinterfüllung (Fig. 10). Die äussere Mauer besteht unterst aus Betonblöcken von 25 m Länge, 9 m Breite und bis zu 9 m Höhe, dem also ein Rauminhalt von etwa 2000 cbm und ein Gewicht von 4500 t pro Block entspricht. Dieselben sind auf einer den Seeboden abdeckenden Steinschüttung von kleiner Höhe versenkt, sodass sie etwa 1 m über Niedrigwasser emporragen. Auf diesen in einer Reihe dicht neben einander versenkten Riesenblöcken liegen weitere Betonblöcke von je 50 t Gewicht, und darauf eine bis zu 13 m Höhe über Niedrigwasser emporreichende Brustmauer von 4,5 m Dicke aus Stampfbeton (Fig. 10_a). Die innere Kaimauer hat die gleiche Anordnung, mit Fortlassung der Brustmauer.

Die grossen Betonblöcke wurden entsprechend Fig. 10_b—10_e zuerst als Senkkasten aus Beton, mit gewölbtem Boden und Seitenwänden ausgeführt, die zur Absteifung mit zwei massiven mittleren Querwänden nebst hölzernen Quersteifen (Fig. 10_b—10_d), unter Benutzung eines eisernen Gerippes mit Schneide am Fusse (Fig. 10_c) und einer provisorischen äusseren Hülle in Form eines mit wagrechten und lotrechten Trägern abgesteiften Blechkastens versehen wurden. Die Ausführung dieser Kasten (120 an der Zahl) geschah in dem anstossenden Binnenhafen, der zu dem Zwecke trockengelegt wurde. Nach der Herstellung wurden dieselben schwimmend zur Stelle bugsiert und durch Einlassen von Wasser versenkt, worauf die Hohlräume mit Beton ausgefüllt wurden (CBl. 1897, S. 358—1899, S. 241—AB. 1899, S. 51—GGC. 1902, S. 123 vgl. „Wasserbau“ IV. S. 92).

Digitized by Google

Taf. 29, Fig. 11—11c. Gründung des Wellenbrechers vor dem Einlauf zum Hafen von Bizerta (1901—02). Derselbe besteht entsprechend dem Querschnitt Fig. 11 aus einer Steinschüttung, deren obere Fläche 7,5 m unter Niedrigwasser liegt, und auf welcher eine Reihe von Betonblöcken von 8 bis 10 m Breite, 8,45 m Höhe und 31 m Länge, mit einem Rauminhalt von je 2100 bis 2620 cbm, bzw. einem Gewicht von 5000 bis 6500 t versetzt ist, die sich bis zu 0,95 m Höhe über Niedrigwasser erheben. Über diesen Blöcken ist ein durchgehender Mauerkörper von 7 m Dicke und 2 m Höhe, mit einer ebenso hohen Brustmauer, hergestellt.

Die Ausführung dieser Riesenblöcke geschah entsprechend Fig. 11a—11c unter Benutzung eines gehörig abgesteiften Blechkastens, wovon der untere Teil auf 2 m Höhe bleibend war. Letzterer wurde nach Herstellung des Bodens aus Beton an der Baustelle im Vorhafen schwimmend ins Wasser gebracht, worauf nach Anbringung der provisorischen seitlichen Blechbekleidung sowohl der Boden als auch die Seitenwände mit Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel gewölbartig verkleidet wurden, nebstdem zur Absteifung drei Zwischenwände der Quere nach zur Anwendung kamen. Zur bequemeren Einbringung der Materialien wurden die seitlichen Blechwände mit Fenstern *a* von 0,5 × 0,5 m Weite versehen (Fig. 11d). Der auf diese Weise hergestellte, etwa 1,5 m tief tauchende Kasten wurde dann nach der Versenkungsstelle bugsiert, und durch Füllen der zwei seitlichen Räume mit Wasser versenkt. Nach Ausfüllen der mittleren zwei Räume mit Beton wurden die seitlichen vom Wasser entleert und dann gleichfalls mit Beton gefüllt. Die Ausführung dieser Arbeit geschah in Übereinstimmung mit Fig. 11a—11b mittels eines elektrischen Verladers von Temperley *) (GC. 1902, II, No. 1068).

c. Gründungen im offenen Wasser mittels Pfähle.

Pfähle können bei Gründungen im offenen Wasser unter gleichen Bedingungen zur Anwendung kommen wie unter Grundwasser, somit überall dort wo sich fester Grund in durch Pfähle erreichbarer Tiefe befindet und durch Pfähle die nötige Tragfähigkeit zu erreichen ist, oder wo bei nicht erreichbarem festem Grund der Reibungswiderstand der Pfähle eine genügende Tragfähigkeit erbietet. Es werden dann hölzerne, eiserne oder Betonpfähle benutzt, und gilt hier bezüglich der ersteren die früher angeführte Regel (S. 224), dass dieselben bei wichtigeren definitiven Bauwerken mit allen zugehörigen Holzteilen unter den tiefsten Wasserstand zu verlegen sind (ausser in früher genannten Ausnahmsfällen), nebstdem auf die zerstörenden Wirkungen des fliessenden Wassers und des eventuell auftretenden Bohrwurms Rücksicht zu nehmen ist.

Die hölzernen Pfähle können hier entweder zusammen mit einem Rost oder mit Betonschüttung zur Anwendung kommen, und geschieht die Ausführung des Fundaments entweder im offenen Wasser, oder im Trockenen, unter wasserdichtem Abschluss durch Fangdämme, Senkkasten, oder Taucherschächte.

*) Bezüglich der Anordnung und Wirkungsweise dieser Vorrichtung siehe „Wasserbau" IV. S. 111.

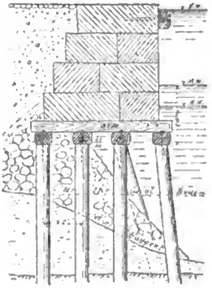
Digitized by Google

Gründung im offenen Wasser mittels Pfahlrost.

Man unterscheidet den tiefen und den hohen Pfahlrost, je nachdem die Pfähle unmittelbar über dem Boden oder höher oben abgeschnitten werden. Im letzteren Falle wird der Raum unter dem Roste mit Steinmaterial, Faschinen usw. ausgefüllt.

Da die im Trockenen übliche Befestigung des Rostes auf den Pfahlköpfen mittels Zapfen unter der Wasserfläche schwer ausführbar ist, so pflegt man hier den Rost auf die stumpf abgeschnittenen Pfahlköpfe niederzudrücken und mittels langer eiserner Nägel oder hölzerner Pflöcke zu befestigen. Erstere werden unter Anwendung von eisernen Ansetzstangen eingetrieben, während die Pflöcke in Form von langen, bis über die Wasserfläche reichenden Holzstäben ausgeführt werden können, die nach dem Eintreiben dicht über dem Rost abgesägt werden.

Fig. 99.



1:75

Gründung einer Kaimauer mittels Pfahlrost in Kuopio.

Ein einfaches Beispiel dieser Art zeigt die in neuerer Zeit ausgeführte Kaimauer-Gründung in Kuopio (Finnland) Textfig. 99. Die Pfähle wurden mittels Grundsäge auf 1,0 m Tiefe unter der Wasserfläche stumpf abgeschnitten, worauf in die Mitte jedes Pfahlkopfes eine bis über die Wasserfläche reichende Eisenstange gesteckt, und dementsprechend die über die Pfahlreihen zu legenden Langschwellen von $^{25}/_{30}$ cm Querschnitt angebohrt und in die Löcher 0,5 bis 0,6 lange Nägel mit Widerhaken gesteckt wurden. Sodann wurden diese Schwellen, unter Benutzung der äussersten zwei Stangen als Leitung, auf die Pfahlköpfe niedergedrückt, und die Nägel mit Hilfe einer am Ende ausgehöhlten Ansetzstange eingetrieben. Auf die Langschwellen kam ein Querschwellenbelag von 18 cm Dicke, welche Querschwellen einen Abstand von 0,5 m von Mitte zur Mitte erhielten und mittels hölzerner Pflöcke an den Langschwellen befestig wurden. Beim Einpassen der Eisenstangen in die Pfahlkopfmitten wurde in dem trüben Wasser eine Blechröhre benutzt, die unten mit einer Glasscheibe wasserdicht geschlossen war.

Das aus grösseren Steinblöcken bestehende Mauerwerk wurde unmittelbar auf diesen Rost verlegt. Unter dem Rost wurde zur Aufnahme der Hinterfüllung eine einfache Steinschüttung versenkt (Tekn. 1893).

Taf. 29, Fig. 12. Gründung einer Kaimauer im Hafen von Kiel im offenem Wasser, auf hohem Pfahlrost. Für den wasserseitigen Abschluss der Hinterfüllung wurden hier Faschinen verwendet, welche vorher winkelrecht zur Mauerrichtung versenkt und vorne etwas geböscht wurden. Darnach geschah das Einrammen der Pfähle durch dieses Faschinenbett. Zur Stützung des Rostes gegen den Schub der Hinterfüllung wurden Schrägpfähle *S* angewendet (HZ. 1850, S. 466).

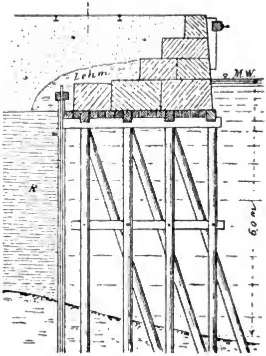
„ „ Fig. 13—13a. Gründung einer Kaimauer an der Elbe in Altona

Digitized by Google

auf hohem Pfahlrost, ausgeführt in offenem Wasser. Da sich hier ein starker Wasserstandswechsel durch Flut und Ebbe geltend macht, wurde der Rost in der in Hamburg üblichen Weise unmittelbar über der Niedrigwasserfläche ausgeführt, sodass derselbe zur Zeit der Ebbe an den Tag tritt. Die Ausführung des im Wasserbereich stehenden Teiles des Bauwerkes geschah während der niedrigeren Wasserstände, als sog. Gezeitarbeit (Tidearbeit).

Behufs Zurückhaltung der Hinterfüllung dient hier eine hinter dem Pfahlroste angebrachte Spundwand. Die Mauer erhielt an der Rückseite sog. Verstärkungspfeiler, die durch zwei Reihen von Gurtbögen mit einander verbunden sind, von denen die oberste die eine Schiene eines Krangleises trägt, während die andere auf der vorderen Mauerkante liegt (CBl. 1890).

Fig. 100.



1: 100

Kaimauer in Helsingfors.

In ähnlicher Weise wurde in neuerer Zeit (1893) eine grössere Kaimauer-Anlage am „Südlichen Hafen" in Helsingfors ausgeführt (Textfig. 100).

Der Boden besteht hier bei 9 m Wassertiefe bis zu etwa 21 m Tiefe unter Mittelwasser aus zähem, mit Sand gemischtem Ton und darunter aus Felsen. In Anbetracht der verhältnissmässig grossen Höhe der Pfähle und der vorausgesehenen grösseren Belastungen des Kais erhielt die Anlage 4 vertikale und 3 schräge Pfahlreihen in einem gegenseitigen Abstand von 1,0 m, mit einer Entfernung der Pfähle in jeder Reihe von 1,2 m. Da die Pfähle bis zum Felsboden eingerammt werden sollten und hierdurch eine Länge von 20—21 m erforderten, so mussten dieselben aus zwei Teilen zusammengesetzt (aufgepfropft) werden.

Auf halber Höhe zwischen Sohle und Rost erhielten diese Pfahlreihen behufs besserer Absteifung eine gegenseitige Verbindung durch einen horizontalen Riegel, der von einem Taucher eingesetzt wurde. Bei der Herstellung des Rostes wurden die Pfähle mittels Grundsäge stumpf abgeschnitten, worauf der Rost in einzelnen Teilen niedergeschoben und mittels vorgesteckter Nägel befestigt wurde. Der Rost besteht hier aus einer untern Lage von Querschwellen, und darüber aus Langschwellen nebst Bohlenbelag in der Längsrichtung. Hinter dem Pfahlrost befindet sich eine Spundwand von 7 $^1/_2$ cm Dicke, mit aufgepfropften Spundbohlen von 11 m Länge.

Zur Erreichung einer möglichst geringen Belastung des geneigten und leicht beweglichen Bodens, bzw. behufs möglichster Minderung des Schubes der Hinterfüllung *R* gegen des Fundament wurde anstatt der zu solchem Zwecke sonst gebräuchlichen Faschinen Lattenholz (Abfälle beim Versägen von Brettern) verwendet, das mit der Längsrichtung winkelrecht gegen die Spundwand versenkt wurde. Dieses Material wurde bis zur Höhe des Rostes,

Digitized by Google

also nur unter Wasser verwendet, während der obere Teil der Hinterfüllung aus Dammerde besteht.*)

Zur grösseren Sicherheit gegen das Empordringen des Wassers hinter der Mauer, wodurch die Hinterfüllung unterwaschen werden könnte, wurde der hintere Teil des Rostes und der Mauer mit eingestampftem Lehm überdeckt.

Die Kosten dieser Kaianlagen betrugen ca. 1 300 Fr. pro l. m. Kai (AB. 1895).

Taf. 29, Fig. 14. Gründung einer Kaimauer an der Maas in Rotterdam, auf hohem Pfahlrost, ausgeführt im offenen Wasser. Infolge des überaus ungünstigen, beweglichen Bodens wurde hier zur Vermeidung eines seitlichen Schubes gegen den Pfahlrost von der Anbringung einer Hinterfüllung hinter den Rostpfählen ganz abgesehen, und der Rost bis zur Böschung des Flusses verlängert, nebstdem er landeinwärts noch eine Fortsetzung durch eine Faschinenbettung erhielt. Die Ausführung des 0,5 m unter Niedrigwasser liegenden Rostes geschah mittels eines Taucherschachtes von $13{,}44 \times 6{,}6$ m Grundfläche, der über je sechs Querreihen der Pfähle niedergesenkt wurde, und in dem unter Luftdruck sowohl der Rost mit aufgezapften Schwellen, als auch ein Teil der Mauer ausgeführt wurde (TFF. 1886—ÖW. 1888).

Taf. 30, Fig. 1. Aussenhafen-Kai mit Güterschuppen im Hafen von Emden (Dortmund-Emskanal) mit Pfahlrostgründung gleicher Art wie im vorigen Falle (ZfB. 1902, Bl. 37).

„ „ Fig. 2. Gründung der Westmole des Hafens von Emden auf hohem Pfahlrost mit einer Unterfüllung von Sinkstücken (ZfB. 1902, Bl. 37— vgl. eine gleichartige Anlage im Hafen von Brunnsbüttel, Nord-Ostseekanal, in „Wasserbau“ IV. S. 95, Taf. 17, Fig. 10).

Gründung mittels Pfähle unter Wasserabschluss durch Fangdämme oder Senkkasten.

Diese Verfahren kommen zur Anwendung, wenn infolge von stärkerem Wasserstandswechsel die Pfahlköpfe auf grössere Tiefe unter den bestehenden Wasspiegel zu stehen kommen müssen.

Dann geschieht hier bei Abschluss der Baugrube durch Fangdämme und deren Trockenlegung die Gründung mittels Pfahlrost in gleicher Weise wie bei der gleichartigen Gründung unter Grundwasser, während Senkkasten auf die Pfahlköpfe abgesenkt werden und im übrigen die gleiche Anordnung wie bei unmittelbarer Gründung mittels Senkkasten erhalten.

Taf. 30, Fig. 3. Pfeilergründung bei der Langen Brücke in Potsdam auf tiefem Pfahlrost, unter Anwendnng einer wasserdichten Spundwand als Fangdamm (ZfB. 1889).

„ „ Fig. 4. Pfeilergründung beim Neisse-Viadukt bei Görlitz, mit hohem Pfahlrost, ausgeführt innerhalb eines Erdfangdammes. Die innere Wand des Fangdammes schloss sich dicht an den Rost an, sodass dieselbe

*) Bei einem Teil der Anlage kam diese Hinterfüllung dennoch in Bewegung, weshalb es zur Hemmung weiterer Verschiebungen notwendig war hier den Boden durch Einrammen von Pfählen zu befestigen.

Digitized by Google

nach Beseitigung des Dammes hier wie im vorigen Falle zum Schutz gegen Unterspülung beibelassen wurde (ZfB. 1855).

Taf. 30, Fig. 5. Pfeilergründung bei der Eisenbahnbrücke über die Donau bei Maria-Ort, unter Anwendung eines Betonfangdammes (AB. 1873).

" " Fig. 6. Gründung der Eiderbrücke zu Rendsburg unter Anwendung einer Kombination von Pfahlrost mit Senkkasten. Die eingerammten Pfähle wurden zuerst auf ca. 1 ½ m Tiefe mittels Grundsäge an den Seiten so angeschnitten, dass mittels eines langen Stemmeisens Zapfen angearbeitet werden konnten, auf welche Zapfen die entsprechend ausgestemmten Holme nebst Senkkasten niedergeschoben wurden, sodass die Zapfen durch beide durchgingen. Hiernach wurden die Löcher im Boden des Kastens durch darüber genagelte Bohlen wasserdicht geschlossen, und nach Ausschöpfen des Wassers das Mauerwerk auf einem darüber gelegten Querbohlen-Belag ausgeführt. Da die Senkung behufs Aufsitzens auf die Zapfen eine grosse Genauigkeit erforderte, geschah dieselbe zwischen besonderen Leitpfählen (HZ. 1880).

" " Fig. 7. Gründung der Widerlager bei einer Brücke in Kopenhagen mittels Senkkasten, welche auf die stumpf abgeschnittenen Pfähle niedergesenkt wurden. Zum Schutz gegen den Bohrwurm wurde die äussere Pfahlreihe an der Aussen- und Innenseite mit Brettern verschalt und der Zwischenraum mit Beton ausgestampft. Die äusseren Bretter erhielten dabei eine Führung zwischen I-Eisen (Rž.).

" " Fig. 8—8_a. Gründung der Eisenbahnbrücke über den Laugen bei Laurvig (Norwegen) mittels Grundpfähle und Senkkasten von 6,8 m Höhe. Der Boden des Kastens bestand aus drei Lagen Spundbohlen von je 7,5 cm Stärke, während die Wände bis auf 4,3 m Höhe aus Spundbohlen gleicher Dicke wie beim Boden, der obere Teil aber aus solchen von 5,2 cm Dicke bestand. Die Pfähle wurden auf 6,2 m Tiefe unter der Wasserfläche, 0,7 m über der Sohle des Flusses stumpf abgeschnitten, bis zu den Köpfen mit Steinschüttung hinterfüllt und sodann der Kasten niedergesenkt. Fig. 8_a zeigt die Anbringung der Spannstangen bei den Wänden (NTT. 1885).

" " Fig. 9—9_d. Gründung der Lyngdal-Brücke bei Faret in Norwegen auf Grundpfähle, mittels Senkkasten von 9,1 × 5,3 m Grundfläche und 6,0 m Höhe. Der Boden des Kastens bestand hier aus zwei Bohlenlagen von je 8 cm Stärke in einer Richtung und einer stärkeren Balkenlage winkelrecht dagegen, während die Wände auf je zwei Meter Höhe aus ungespundeten Bohlen von 8 × 18, 6 × 17 und 5 × 16 cm Querschnitt zusammengesetzt waren (NTT. 1886).

Nachstehende Textfiguren 101—101_b zeigten noch die Anwendung einer Kombination eines hölzernen und gemauerten Senkkastens mit Pfählen bei der Parnitzbrücke der Breslau-Schweidnitz-Freiburger Eisenbahn. Dieser Senkkasten bestand aus einem 40 cm starken Boden, der auf den Pfahlköpfen als Rost dienen sollte, und aus drei kreuzweise über einander genagelten Bohlenlagen zusammengesetzt war, nebst hölzernen Wänden von nur 1,9 m Höhe, so dass dieselben bei voller Versenkung mit der oberen Kante 2,1 m unter der Niedrigwasserfläche zu stehen kamen. In diesem Senkkasten wurde ein gemauerter Kasten mit zwei Zwischenwänden aufgeführt, der im untern Teil aus 2 und im obern 1 ½ Stein starkem Ziegelmauerwerk bestand, so zwar dass das Ganze unter allmählicher Senkung fortwährend schwimmend erhalten wurde.

Die in Fig. 101_a ersichtliche Aufhängevorrichtung war nur sicherheitshalber vorhanden, um im Falle eines stärkeren Undichtwerdens irgend einer

Digitized by Google

Abteilung des Kastens diesen flott erhalten zu können. Diese Vorrichtung bestand aus Flacheisen, welche am Boden des Schwimmkastens angeschraubt und am oberen Ende in regelmässigen Abständen durchlöchert waren, sodass

Fig. 101. 101a.

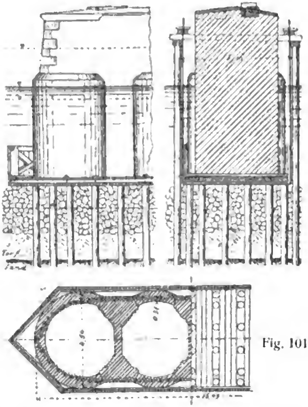


Fig. 101b.

1 : 200

Pfeilergründung mittels Pfähle und einer Kombination von hölzernen und gemauerten Senkkasten.

der Kasten mittels durchgesteckter Keile an einem besonderen Gerüst aufgehängt werden konnte. Der Apparat ist jedoch bei keinem der Pfeiler zur Anwendung gekommen (DB. 1875, S. 363).

Gründung auf Pfähle mit Betonschüttung.

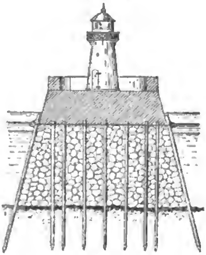
Hierbei wird wie bei der gleichartigen Gründung unter Grundwasser auf den unter der niedrigsten Wasserfläche stumpf abgeschnittenen Pfählen eine Betonschüttung hergestellt, für deren Ausführung die Baugrube gewöhnlich durch eine Spund- oder Pfahlwand umschlossen wird, die sowohl zur Begrenzung der Schüttung und als Fangdamm als auch später zum Schutz des Fundaments gegen Unterspülung dient. Zu dem Zwecke werden auch hölzerne Umhüllungen in Form von Bohlenkasten oder von Kisten aus wagrechten Balkenlagen, wie solche früher bei der unmittelbaren Gründung im offenen Wasser besprochen wurden, verwendet. Es werden dann die Pfähle entweder nahe an der Wasserfläche abgeschnitten (namentlich bei grösserer Wassertiefe und bei Objekten mit kleiner

Belastung) und der untere Teil der Baugrube mit Steinschüttung oder schwächerem Beton ausgefüllt, auf welche Unterlage erst die auf den Pfahlköpfen ruhende Betonschüttung folgt, oder werden die Pfähle nahe an der Sohle abgeschnitten und die ganze Baugrube mit Beton gefüllt. Die Oberfläche der Betonschüttung wird gewöhnlich unter die Niedrigwasserfläche verlegt, teils um des Aussehens wegen das Fundament nicht an den Tag treten zu lassen, teils um dasselbe den Angriffen schwimmender Gegenstände (des Eises usw.) zu entziehen.

Taf. 30, Fig. 9. Pfeilergründung bei der gewölbten Strassenbrücke über die Saône in Verjux, wobei für die Ausführung und zum späteren Schutz der Betonschüttung ein Umhüllungskasten aus Bohlen zur Anwendung kam, der auf die zwischen den Pfählen eingebrachte Steinschüttung niedergesenkt wurde (AdP. 1892, II. Pl. 29).

„ „ Fig. 10. Gründung der Kaimauer vor den Packhöfen des Hauptsteueramts in Königsberg i. Pr. auf hohen Pfählen mit Betonschüttung und darunter befindlicher Steinschüttung zwischen Spundwänden (ZfB. 1884, S. 175).

Fig. 102



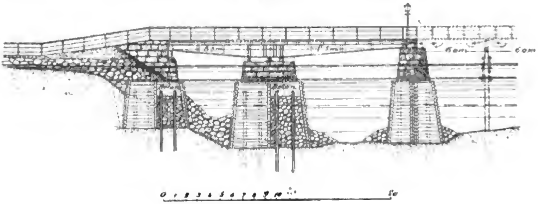
1 : 500

Nordermole zu Pillau.

Aus nebenstehender Textfigur 102 ist die Gründung des Kopfes der Nordermole des Hafens von Pillau zu ersehen, wobei die von Pfahlwänden umschlossenen Fundamentpfähle bis zum Niedrigwasser mit Steinschüttung hinterfüllt sind und den aus Beton bestehenden Überbau tragen (CBl. 1883, S. 30).

Textfig. 103 zeigt die in ähnlicher Weise ausgeführte Gründung einer Drehbrücke in Finnland, wobei aber für die Umschliessung der Pfeilerfundamente nach der in den nordischen Ländern üblichen Bauweise Steinkisten zur Anwendung kamen. Dieselben wurden in solcher Höhe ausgeführt, dass sie wie in dem folgenden Beispiel über die Wasserfläche emporstanden, sodass die Kiste nach Ausführung der Betonschüttung behufs Ausführung des Mauerwerks vom Wasser entleert werden konnte (TFF. 1896, S. 161).

Fig. 103.



1 : 385

Strassenbrücke über den Tervasalmi-Sund in Finnland (ausgeführt 1895).

Digitized by Google

Taf. 30, Fig. 12—12$_a$. Gründung des Drehpfeilers der Hillosensalmi-Brücke in Finnland, wobei eine Kiste benutzt wurde, die vor dem Einrammen der Pfähle durch künstliche Belastung möglichst tief in den oberst aus Schlamm bestehenden Boden niedergedrückt wurde. Dieselbe hatte je zwei Zwischenwände nach der Längs- und Querrichtung (Fig. 12$_a$), und wurden in die dadurch gebildeten Fächer je zwei bis sechs Pfähle eingerammt und ca. 1,6 m unter Niedrigwasser abgesägt. Sodann wurde die Kiste bis zu ca. $2^1/_4$ m unter Niedrigwasser mit schwachem Beton (1 : 2 : 8) und darauf mit einer ca. 1,3 m dicken Schicht von stärkerem Beton (1 : 2 : 4) gefüllt, sodass die Pfahlenden ungefähr bis zur halben Höhe darin zu stehen kamen.

Nach Erhärtung des Betons wurde die bis über die Hochwasserfläche reichende Kiste vom Wasser entleert und darauf der gemauerte Pfeiler im Trockenen aufgeführt. Zum Schutz gegen Unterwaschung wurde die Kiste nachträglich mit einer Spundwand umschlossen.

„ „ Fig. 13. Kaimauergründung in Gotenburg, wobei auf den zuvor ausgebaggerten und mit einer Steinschüttung geebneten Boden Kisten gleicher Art wie in vorigen Falle durch Füllung einzelner Fächer mit Belastungsmaterial (Schotter) versenkt, sodann Pfähle eingerammt, und die Zwischenräume vorne mit Beton und hinten mit Schotter ausgefüllt wurden. Darauf geschah die Ausführung der ersten Mauerschicht in offenem Wasser, wobei nur zum Schutz gegen Wellenschlag eine bis über die höchste Wasserfläche reichende, aber nicht wasserdichte provisorische Verlängerung der vorderen Kistenwand zur Anwendung kam. Zur Erreichung einer möglichst geringen Belastung des weichen Bodens hinter den Kisten, bzw. zur möglichsten Minderung des Schubes gegen dieselben wurden für die Hinterfüllung Faschinen-Sinkstücke verwendet (DB. 1890—CBl. 1886, S. 395).

„ „ Fig. 14. Pfeiler der Brücke über den Kaakamonjoki (Uleåborg-Torneå Bahn in Finnland, ausgeführt 1903) gegründet auf Grundpfähle mit Betonschüttung zwischen Spundwänden, die als Fangdamm dienten (TFF. 1905, S. 139).

„ „ Fig. 15—15$_a$. Gründung der Strompfeiler bei der Strassenbrücke über die Norder-Elbe in Hamburg. Die Baugrube wurde hier zuerst durch eine ungespundete Pfahlwand von 25 cm Stärke umschlossen und an einzelnen verlängerten Pfählen der Wand das für das Einrammen der Pfähle und zum Betonieren erforderliche Gerüst befestigt. Darnach wurden im Innern dieser Baugrube in gegenseitigen Abständen von 1,9 m Pfähle eingerammt und in einer Höhe von 0,3 m über dem Boden abgeschnitten.

Vor Einbringung der Betonschüttung wurden die Pfahlwände durch an der Innenseite befestigtes wasserdichtes Segeltuch abgedichtet, teils um hierdurch ein Ausspülen des Betons durch die Strömung während des Senkens zu vermeiden, teils um damit die Ausführung des unter Wasser stehenden Teiles des Mauerwerks zu ermöglichen. Das Segeltuch erhielt auf beiden Seiten einen dreimaligen Anstrich aus einer Mischung von 10 Teilen Teer und 1 Teil Terpentinöl, und wurde mittels vertikaler Holzleisten an der Pfahlwand befestigt, die von Tauchern angenagelt wurden (DB. 1884—ÖZ. 1886—ZfB. 1890).

„ „ Fig. 16—16$_b$. Gründung der Kaimauern am Zollkanal in Hamburg auf einer Kombination von Pfählen mit Betonschüttung zwischen Spundwänden und Rost. Die Pfähle durchdringen hier ganz die Betonschüttung, sodass die Mauer sowohl auf der letzteren als auch auf den Pfahlköpfen und auf den Spundwänden ruht. Ferner erhielt diese Mauer noch auf der Rückseite in gegenseitigen Abständen von 4,5 m Strebepfeiler, die durch Gurtbögen mit einander verbunden und jeder auf einem besonderen, mit dem übrigen Fundamente zusammenhängenden Pfahlrost gegründet sind. Spunwände

Digitized by Google

und Pfähle reichen hier nach der in Hamburg üblichen, der Dauerhaftigkeit des Holzes nicht schädlichen Weise, bis etwas über den Ebb-Wasserspiegel. Durch die Führung der Pfähle bis über den Wasserspiegel erwuchs der Vorteil, dass dieselben bequemer als unter Wasser abgeschnitten werden konnten und dass dadurch an Beton gespart wurde (DB. 1884—ÖZ. 1886).

Eiserne Pfähle.

Eiserne Pfähle werden bei den Gründungen im offenen Wasser selten in der Art benutzt, dass sie in gleicher Weise wie die hölzernen Pfähle als Teile der Fundamente gemauerter Pfeiler usw. dienen, sondern meistens in der Art, dass sie auch über Wasser verlängert einen Teil des Pfeilers bilden. In beiden Fällen handelt es sich darum, mit den eisernen Pfählen eine grössere Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit als durch hölzerne zu erzielen.

Taf. 30, Fig. 17. Pfeilergründung bei der steinernen Strassenbrücke zu Vouneuil sur Vienne mittels gusseiserner Schraubenpfähle mit hölzernem Rost und Betonschüttung zwischen Spundwänden. Diese seltene Anordnung war hier wohl durch die geringe Tragfähigkeit des Bodens und den Umstand bedingt, dass durch die ca. 700 mm im Durchmesser messenden Schrauben der Druck auf eine grössere Fläche als bei hölzernen Pfählen verteilt wurde (vgl. Taf. 13, Fig. 31—Textfig. 89—89_a).

„ „ Fig. 18. Gründung einer Landungsbrücke auf Norderney mit Anwendung von gusseisernen Schraubenpfählen als Grundpfähle und mit aufgesetzten schmiedeisernen Pfeilern zum Tragen des hölzernen Überbaues (Rž.).

„ „ Fig. 19. Gründung eines eisernen Leuchtturmes zu Calcasieu (Louisiana) auf gusseisernen Schraubenpfählen (Hdl.).

„ „ Fig. 20. Brücke der Transkaspischen Eisenbahn über den Tedschen-Fluss, in der ursprünglichen teils definitiven teils provisorischen Anordnung. Der definitive Teil besteht aus einer Anzahl von Öffnungen kleinerer Spannweite, mit eisernen Pfeilern *A* und eisernem Überbau zu beiden Seiten des Flusses, während für den mittleren Teil zur Erleichterung des Schiffsverkehrs grössere Öffnungen in Aussicht genommen waren, die aber anfangs durch ein hölzernes Provisorium mit hölzernen Pfeilern *B* ersetzt waren. Die eisernen Pfeiler bestehen aus je zwei bis vier eingerammten Spitzpfählen, die aus vier Quadranteisen zusammengenietet, am untern Ende mit einem spitzen Schuh aus Gusseisen versehen und oben durch sog. Andreaskreuze mit einander verbunden sind (vgl. Taf. 13, Fig. 23—23_b—Textfig. 57 & 58) (TFF. 1887).

Gründung im offenen Wasser mittels Betonpfähle.

Betonpfähle, namentlich armierte (Eisenbetonpfähle), können bei Gründungen im offenen Wasser oft mit Vorteil benutzt werden, und sind in neuerer Zeit bei Brückenpfeilern usw. häufig zur Anwendung gekommen. Ein Beispiel dieser Art ist das folgende:

Taf. 30, Fig. 21—21_a. Gründung der Strassenbrücke bei Brumath, wobei das Pfeilerfundament von $9 \times 1{,}5$ m Grundfläche aus 11 eingerammten Eisenbetonpfählen von $0{,}4 \times 0{,}4$ m Querschnitt besteht (ÖZ. 1902, S. 746).

Digitized by Google

d. Brunnengründung im offenen Wasser.

Wenn zur Erreichung der nötigen Tragfähigkeit eine unmittelbare Niederführung der aus Mauerwerk oder Beton bestehenden Fundamente durch offenes Wasser auf tiefer liegende Erdschichten erforderlich ist, so können hierfür oft Senkbrunnen mit Vorteil verwendet werden. Als wichtige Bedingung gilt auch hier wie bei der Benutzung des gleichen Verfahrens bei der Gründung unter Grundwasser, dass die zu durchdringen den Erdschichten möglichst frei sind von grösseren Steinen und Baumstämmen.

Bezüglich der Anordnung der Brunnen und der Art ihrer Verwendung gilt auch hier das bereits früher (S. 255—69) Gesagte, demnach auch diese Brunnen aus Holz, Mauerwerk oder Eisen bestehen können, durch Ausbaggern des Bodens zum Sinken gebracht, und dann mit Beton oder mit Mauerwerk ausgefüllt werden, um so entweder einzeln oder in gegenseitig verbundenen Gruppen als Fundament zu dienen. Das Absenken geschieht entweder wie früher von der Sohle der durch Fangdämme umschlossenen und trockengelegten Baugrube aus, oder können hier auch noch andere Verfahren zur Anwendung kommen, darin bestehend, dass entweder an der Senkungsstelle aus Erdmaterial Inseln angeschüttet werden, von deren Oberfläche aus das Absenken stattfindet, oder dass die Brunnen als schwimmende Körper zur Stelle gebracht und wie die Steinkisten durch Belastung versenkt werden. Ferner werden die Brunnen auch an festen oder schwimmenden Gerüsten hängend abgesenkt.

Die zum Absenken verwendeten Inseln bestehen entweder aus freien, geböschten oder durch Bohlen- oder Spundwände eingeschlossenen Erd-Schüttungen, letztere an Stellen, wo sich stärkere Strömung oder Wellenschlag geltend macht. Als schwimmende Brunnen können solche aus Holz oder aus Eisen zur Anwendung kommen, zu welchem Zwecke die letzteren besondere, wasserdicht geschlossene Hohlräume erhalten müssen, durch deren allmähliche Füllung mit Beton der Brunnen zum Sinken gebracht wird. Schwimmende Gerüste werden dort verwendet, wo entweder feste Gerüste infolge von zu grosser Wassertiefe oder wegen zu loser Beschaffenheit des Bodens nicht anwendbar sind, oder um bei Ausführung mehrerer Brunnen dasselbe Gerüst wiederholt anwenden zu können.

Die Brunnengründung hat gegenüber den anderen Methoden für unmittelbare Gründung im offenen Wasser, namentlich gegenüber der unmittelbaren Gründung mittels oder Fangdämme den Vorteil der Möglickkeit einer rascheren Ausführung des Fundaments, sowie beim Überschreiten einer gewissen Tiefe unter der Wasserfläche (unter gewöhnlichen Umständen etwa 3 m) oft auch den Vorteil geringerer Kosten. Man kann auch mittels Brunnen auf bedeutend

Digitized by Google

grössere Tiefen vordringen als nach den anderen Verfahren, nebstdem es möglich ist die Brunnen erforderlichenfalls tiefer zu senken als vorgesehen war.

Hölzerne Senkbrunnen.

Taf. 31, Fig. 1. Pfeilergründung bei der Brücke der Oldenburg-Leer Eisenbahn über den Georgsvehn-Kanal mittels hölzerner Brunnen deren Wände aus 7 ½ cm starken, durch horizontale Rahmen zusammengehaltenen und wasserdicht kalfaterten Bohlen bestanden. Der Boden bestand aus ca. 1,5 m Moor und darunter aus tragfähigem Sand, bis zu welchem die Absenkung stattgefunden hatte. Dies geschah anfangs durch Ausschöpfen des Brunnens und unmittelbares Ausgraben durch Handarbeit, und als nahe am Sandboden das Wasser durchbrach mittels Baggerung. Die Belastung der Brunnen geschah durch Eisenbahnschienen. Nach vollbrachter Senkung wurde die Sohle bis zu entsprechender Höhe betoniert und nach Entleerung des Brunnens das Pfeilermauerwerk im Trockenen ausgeführt (HZ. 1872).

" " Fig. $2-2_b$. Gründung der Hudson-Brücke bei Poughkeepsie mittels hölzerner Brunnen, die wie die Steinkisten aus horizontalen Balkenschichten gebaut waren und versenkt wurden. Dieselben hatten eine Grundfläche von 18 × 30 m, eine Höhe von 31,7 m und waren durch 4 Zwischenwände in der Längsrichtung, sowie durch 8 Querwände in Fächer abgeteilt, von denen die äussersten zwei Reihen und die mittlere in der Längsrichtung unten geschlossen und mit Kies *K* gefüllt, die übrigen dagegen unten offen waren, um als Baggeräume zu dienen und nach vollbrachter Senkung mit Beton *B* gefüllt zu werden. Die Senkung geschah bis auf 36,27 m Tiefe unter der Hochwasserfläche, wobei die obere Kante des Brunnens 4,57 m unter jener Wasserfläche zu stehen kam. Die Ausführung des gemauerten Pfeilers auf diesem Fundament geschah mittels eines hölzernen Senkkastens (Zdl. 1889—HZ. 1889, S. 524—Engg. 1887, II).

Gemauerte Senkbruunen.

Taf. 31, Fig. 3. Brunnensenkung mittels frei angeschütteter Inseln bei den Pfeilern der Eisenbahnbrücke über die Lahn bei Dorlar. Der Erddamm war vorne durch eine keilförmige Holzwand gegen die Strömung geschützt (ZfB. 1880, Bl. 42).

" " Fig. 3—4. Gründung des Viadukts der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn über den Schiffahrtskanal in Berlin mittels gemauerter Brunnen, deren Absenkung auf künstlichen, durch Spundwände begrenzten Inseln geschah. Die Brunnen waren hier behufs leichteren Eindringens am untern Ende durch Absätze erweitert, und wurden durch Eisenbahnschienen belastet. Die Baggerung des Bodens geschah mittels indischer Schaufel (ZfB. 1874, Textbl. I).

" " Fig. $5-5_c$. Pfeilergründung bei den Brücken der Galizischen Transversalbahn auf je zwei kreisförmigen Brunnen, die von künstlichen Inseln aus versenkt wurden. Dieselben bestanden aus Sandschüttungen, welche durch Pfähle und Bohlen gegen die Strömung geschützt waren. Die Brunnen waren mit Kränzen von der aus Fig. 5_b & 5_c ersichtlichen Anordnung versehen und erhielten behufs leichteren Eindringens bis zu einer gewissen Höhe eine Bekleidung von gehobelten Bohlen die unten am Brunnenkranze und oben

Digitized by Google

an hölzernen, in das Mauerwerk eingelassenen Ringen befestigt waren. Die Aussenwände hatten im unteren Teil auf 3 m Höhe eine Anlage von $1 : {}^1/_{40}$. Diese Brunnen wurden behufs Belastung sogleich auf die ganze Höhe ausgeführt (ÖZ. 1885).

Fig. 104.

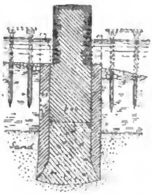
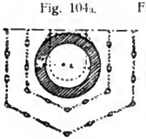


Fig. 104_a. Fig. 104_b.





1 : 25

1 : 400

Pfeilergründung bei der Eisenbahnbrücke über den Deimefluss.

Textfig. $104-104_b$ zeigt die in ähnlicher Weise ausgeführte Gründung eines Pfeilers bei der Eisenbahnbrücke über den Deimefluss. Hierbei wurden zwei kreisförmige, aus Ziegelmauerwerk aufgeführte Brunnen benutzt, deren Absenkung von einer künstlichen Insel aus, innerhalb eines wasserdichten Erdfangdammes stattgefunden hatte. Dieser war hier schon deswegen notwendig, weil bei der losen Beschaffenheit der oberen, aus Moorboden bestehenden Erdschichten einfache Spundwände nicht genügend widerstandsfähig gewesen wären. Dabei hat sich die aufgeschüttete Erdmasse samt dem Fangdamme erheblich in den Untergrund eingedrückt, infolge dessen mehrfache Verstärkungen der teilweise verdrückten Spundwände und Aufbordungen des Fangdammes erforderlich waren.

Nach Betonierung bis zu ungefähr halber Höhe erfolgte die Ausführung des Füllmauerwerks aus Granit-Bruchsteinen und höher oben mit äusserer Verblendung aus Granit-Werksteinen, unter entsprechender Auskragung der Brunnenwände und Überdeckung des Zwischenraumes mittels Werksteinplatten, was hier im Schutze des Fangdammes, unter der äussern Wasserfläche in der Höhe der Flussohle geschehen konnte. Nach Ausführung des Pfeilers wurde der Fangdamm und der über der Flusssohle stehende Teil der Brunnen behufs Freihaltung des Flussquerschnittes durch kleine Dynamit-Patronen fortgesprengt. Der im Boden sitzende Teil der Spundwände wurde jedoch zum Schutz des Pfeilers stehen gelassen. Textfig. 104_b zeigt die Anordnung des schmiedeisernen Brunnenkranzes. Die Gesamtkosten betrugen für die Brunnen M. 82,5 und für das aufgehende Mauerwerk M. 78,0 für 1 cbm (CBl. 1892, S. 334).

Taf. 31, Fig. $6-6_b$. Gründung eines Strompfeilers der Brücke über die Recknitz der Stralsund-Rostocker Eisenbahn auf zwei gemauerten Senkbrunnen, die von einer künstlichen Insel aus versenkt wurden, deren Umschliessung durch 7 m hohe, gehörig verankerte Stülpwände bewirkt wurde (vgl. die Gründung der Widerlager: Taf. 27, Fig. $3-3_a$) (ZfB. 1888).

„ „ Fig. $7-7_c$. Gründung der Pfeiler der Werrabrücke bei Eschwege, auf je drei gemauerten, von einem einfachen festen Gerüst aus versenkten Brunnen. Hierbei war jeder Brunnen mittels vier am Brunnenkranz befestigter Hängestangen in der Weise aufgehängt, dass die mit Schraubenspindel und Mutter versehenen Stangenenden am Gerüst aufsassen, sodass das Absenken durch Drehen der Muttern stattfand. Der Bodenaushub geschah mittels Schraubenbagger, der mit Hilfe einer an einem Dreifuss-Gerüst angebrachten Rolle gehoben wurde (ZfB. 1880).

„ „ Fig. 8. Absenken eines Brunnens mittels eines zusammengesetzten Gerüstes, wovon der obere Teil nach Erreichung des Bodens entfernt, der untere aber beim Fortsetzen der Senkung als Arbeitsgerüst verwendet wird. Hierbei wird der Brunnen entweder auf einer provisorischen Plattform auf dem untern Gerüst bis zu einer gewissen Höhe aufgeführt, durch die

Digitized by Google

Schraubenvorrichtung angehoben, so dass die Plattform entfernt werden kann, und dann unter fortgesetzter Mauerung versenkt, oder wird dieser Teil des Brunnens auf Prahmen zugeführt und von diesen zum Gerüst emporgehoben (Hdl.).

Taf. 31, Fig. 9. Brunnensenkung mittels schwimmenden Gerüstes beim Bau einer Brücke in der Eisenbahnlinie Rüttenscheid-Steele. Das Gerüst bestand aus zwei gekuppelten Prahmen, zwischen denen der kreisförmige Brunnen an vier Schraubenspindeln aufgehängt war. Zum Aufmauern des Brunnens während des Versenkens diente eine in denselben eingehängte Plattform, die mittels Taue an gewöhnlichen Haspeln aufgehängt war (Br.).

„ „ Fig. 10—10_a. Gründung einer Kaimauer in Calais auf quadratischen Brunnen von 8 m Seite, mit achteckigem Hohlraum. Die Brunnen bestanden aus Bruchsteinmauerwerk und ruhten auf einem Kranze aus Stampfbeton von rechteckigem Querschnitt. Die Bodenförderung geschah durch Auspumpen mittels Sandpumpe, nachdem die Massen vorher durch einen Wasserstrahl aufgerührt wurden (vgl. Taf. 9, Fig. 9—9^a). Die Brunnen wurden nahe an einander mit ca. $^1/_2$ m Zwischenraum versenkt, welcher Zwischenraum nachträglich, nach Abschluss der Enden durch eingeschobene Eisenplatten, mit Beton ausgefüllt wurde. Dabei legte sich der Beton in die dreieckigen Nuten an den Brunnenwänden, wodurch ein solider Verband gegen Verschiebung erreicht wurde (CBl. 1890—DB. 1892—Engg. 1889).

„ „ Fig. 11—11_b. Gründung einer Kaimauer am Kaiserhafen in Ruhrort a/Rhein auf rechteckigen, Senkbrunnen, die in lichten Entfernungen von 4,5 m versenkt und durch flache Tonnengewölbe über Wasser mit einander verbunden wurden. Unter diesen Gewölben erhielt das Ufer eine gepflasterte Böschung, mit einer Neigung von 1 : 1 $^1/_2$ und hinter den Gewölben als Abschluss für die Hinterfüllung eine Wand aus eingerammten Eisenbahnschienen (ZfB. 1889, S. 258). In gleicher Weise sind auch die Kaimauern am Sandtorhafen in Hamburg gegründet, wobei für den hintern Abschluss Spundwände zur Anwendung kamen (ZfB. 1868).

„ „ Fig. 12—12_a. Pfeilergründung bei der Eisenbahnbrücke über den Jumna bei Alahabad mittels je 5 kreisförmiger gemauerter Brunnen von 4,10 m äusserem und 2,05 m innerem Durchmesser, die in Abständen von 0,6 m versenkt und nach Auskragen der oberen Enden mit dem gemeinsamen Pfeiler von 7,6 m Dicke und 22,4 m Länge übermauert wurden (HZ. 1864—ZfB. 1864).

Eiserne Senkbrunnen.

„ „ Fig. 13. Pfeilergründung bei der Putney-Brücke in London. Hierbei wurde die Baugrube durch eine gespundete Pfahlwand wasserdicht umschlossen, aussen am Fusse mit Dichtungsmaterial umgeben und nach gehöriger Verstrebung trockengelegt. Von der Sohle dieser Baugrube aus wurden dann vier rechteckige eiserne Senkbrunnen versenkt. Dieselben bestanden aus einem doppelwandigen Blechkasten von 7,92 m Breite, 9,14 m Länge und ca. 6 m Höhe, mit einem Zwischenraum der Doppelwände von 1,07 m, der am untern Ende zu einer scharfen Schneide zugespitzt, und behufs Belastung in vorhinein mit Beton gefüllt war. Nach vollbrachter Senkung wurden die Brunnen ganz mit Beton gefüllt und mit dem gemeinsamen Pfeiler übermauert (ÖW. 1885).

„ „ Fig. 14—14_c. Gründung der Blackfriads-Brücke in London unter Benutzung von eisernen Senkbrunnen. Diese bestanden aus zwei Teilen, einem untern bleibenden Teil, wie selber aus Fig. 14 ersichtlich ist, und einer über

Digitized by Google

den Flut-Wasserstand reichenden Verlängerung, bestehend aus einem durch eiserne Träger gegen Wasserdruck gehörig abgesteiften provisorischen Aufsatzkasten (Fig. 14_a-14_c). Die Versenkung geschah nach Fig. 14_a mittels eines festen Gerüstes, wobei der Brunnen auf doppelten Hängestangen mit Kettengelenken und Schraubenspindeln aufgehängt war, sodass derselbe beim vollständigen Niederschrauben der einen Spindel und der darauf folgenden Einhängung neuer Gelenke auf der anderen Spindel hängend erhalten wurde. Die Pfeiler erhielten 3 bis 4 Brunnen von 9,14 m Breite und 7,9 bis 9,7 m Länge (Eng. 1876—CBl. 1885—ÖW. 1885).

Taf. 31, Fig. $15-15_d$. Gründung der neuen Eisenbahnbrücke über den Tay-Fluss bei Dundee. Jeder Pfeiler ruht hier auf zwei kreisförmigen, bis zur Niedrigwasserfläche reichenden eisernen Brunnen, die im untern Teile glockenförmig erweitert sind und einen Durchmesser von 5,03 m bzw. 7,01 m haben. Dieselben sind aus zwei zylindrischen Teilen und einem konischen Übergang zusammengesetzt, von denen die ersteren 5,5, bzw. 3,05 m und letzterer 3,05 m Höhe haben. Der Abstand der Brunnen beträgt 9,75 m von Mitte zu Mitte und wurden dieselben 6,1 m tief in den Boden versenkt.

Nach vollbrachter Senkung wurden die Brunnen mit Beton gefüllt und durch gemauerte Pfeiler — bestehend aus einer Umfassungsmauer von 0,38 m Dicke aus Klinkern und Betonfüllung dazwischen — bis über den Hochwasserspiegel verlängert, und hier durch einen gusseisernen, mit Rippen verstärkten Rahmen mit einander verbunden, auf welchem Rahmen eine Mauer von 2,13 m Höhe, bestehend aus seitlichen Einfassungen von Klinkermauerwerk und Betonfüllung dazwischen, aufgeführt wurde (Fig. $15-15_d$). Behufs Ausführung der gemauerten Verlängerung im Bereiche der hier sich geltend machenden Gezeiten erhielten die Brunnen einen provisorischen Aufsatz, welcher nach vollbrachter Versenkung von 0,61 m unter Niedrigwasser bis 0,76 m über der Hochwasserfläche reichte. Der Blechmantel der Brunnen hatte 10 mm Dicke.

Das Versenken geschah mittels des in Fig. 15_b & 15_c ersichtlichen versetzbaren eisernen Gerüstes, bestehend aus einer hohlen wasserdichten Plattform aus Blech, die für sich einen Schwimmkasten von entsprechender Tragfähigkeit bildete, und die 6 Öffnungen hatte, 4 kleinere an den Ecken für den Durchgang von röhrenförmigen Ständern, die an den Flussboden versenkt der an denselben emporgehobenen Plattform als Stütze dienten, sowie 2 grössere Öffnungen in der Mitte für den Durchgang der Brunnen. Dieses Gerüst wurde mit emporgezogenen Ständern schwimmend an Ort und Stelle gebracht, worauf nach Absenkung der Ständer die Plattform mittels kleiner hydraulischer Pressen emporgedrückt wurde. Dann wurden die Brunnen zuerst durch Aufhängen an die Plattform (Fig. 15_b) und nach Erreichung des Bodens frei versenkt.

Zur Erreichung der nötigen Belastung wurden die Brunnen im Innern mit Mauerwerk ausgefüttert (Fig. 15_c), während obgenannter Aufsatz eine Ausfütterung von in Verband eingelegten parallelopipedischen Gusseisenstücken erhielt.

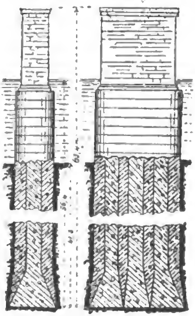
Die Bodenförderung (Sand) geschah mittels Milroy's Excavator (Fig. 15_c). Nach vollbrachter Senkung und Füllung mit Beton wurden die Brunnen vor Ausführung der gegenseitigen Verbindung behufs genügender Setzung durch Anbringung von Gusseisen-Ballast belastet (CBl. 1881-1885—ÖW. 1885—NA. 1888).

„ „ Fig. 16. Gründung der Pfeiler der Eisenbahnbrücke über den Hawkesbury-Fluss in New South Wales (Austral.) mittels je eines eisernen Brunnens, die bei 14,6 Wassertiefe auf 54,4 m Tiefe unter der Wasserfläche, also 41,8 m tief in den Boden versenkt wurden. Aus den nachstehenden Textfiguren $105-105_3$, sind die Vertikalschnitte eines Pfeilers der Schmal- und Langseite nach zu ersehen. Die Brunnen bestanden aus einem äussern Blech-

Digitized by Google

mantel von ovaler Querschnittsform, mit drei inneren durch Blechzylinder begrenzten Hohlräumen (Baggerräumen), die unten mit dem äussern Mantel in scharfe Kanten ausliefen und gegen denselben durch Fachwerksrippen versteift waren. Durch die auf diese Weise entstandenen wasserdichten Zwischenräume *a* zwischen dem äussern Mantel und den inneren Zylindern wurden die Brunnen zu Beginn der Senkung schwimmend erhalten und durch allmähliche Füllung dieser Räume mit Beton zum Sinken gebracht. Der Boden bestand oberst aus Schlamm, dann aus feinem Sand und in grösserer Tiefe aus festem Schotter. Nach vollbrachter Senkung wurden die Förderräume ganz mit Beton gefüllt (Sc. Am. 1886—HZ. 1887—GC. 1886, 1888).

Fig. 105. Fig. 105a.



1:770

Eiserne Senkbrunnen bei der Eisenbahnbrücke über den Hawkesbury-Fluss.

Taf. 31, Fig. 17. Beispiel einer kombinierten Brunnen- und Pfahlrost-Gründung bei der Eisenbahnbrücke über den Seretfluss bei Barbosc in Rumänien. Für jeden Pfeiler wurden zwei Blechzylinder von 4,5 m Durchmesser in einem Abstand von 8 m von Mitte zu Mitte durch den losen Schlamm- und Sandgrund bis zu dem auf ca. 15 m Tiefe unter der Hochwasserfläche und ca. 10 m Tiefe unter der Flussohle gelegenen festeren Boden versenkt. Dabei wurde eine Belastung der Brunnen durch Eisenbahnschienen angewendet (vgl. Taf. 9, Fig. 13).

Da aber die Erdschicht, bis zu der die Brunnen so niedergebracht werden konnten, keine genügende Tragfähigkeit besass, so wurde nach vollbrachter Versenkung das Wasser ausgeschöpft und von der Brunnensohle aus eine Verlängerung des Fundaments mittels Pfahlrost angeordnet. Über der Hochwasserfläche erhielten die Brunnen eine gegenseitige Verbindung durch ein halbkreisförmiges Gewölbe und eiserne Ankerstangen.

Die Brunnen bestanden aus Blechzylindern von 17 mm Stärke, die aus Stücken von 1,23 m Höhe durch angenietete Winkeleisen und zwischengelegte, in Asphalt getränkte Wergstränge wasserdicht zusammengeschraubt und in den Fugen kalfatert wurden. Die Bodenförderung geschah durch Aufsaugen mittels eines Hebers, wobei der Boden durch einen Schaufelapparat mit vertikaler Drehachse aufgegraben und zur Erhaltung der Wirkung des Hebers der Wasserspiegel im Brunnen durch Einpumpen von Wasser immer höher gehalten wurde, als jener im Flusse (vgl. Taf. 9, Fig. 13) (DB. 1873, S. 85).

e. Druckluftgründung im offenen Wasser.

Dieses dem Wesen nach bereits früher (S. 269) besprochene Verfahren besteht darin, dass ein glockenförmiger Senkkasten (Caisson) durch Einpressen von Luft wasserfrei gehalten und für die Arbeiter behufs unmittelbaren Aushubes des Bodens usw. unter der Wasserfläche zugänglich gemacht wird. Dabei geschieht die Verbindung der Arbeitskammer mit der äussern Luft durch röhrenförmige Schächte, und wird entweder auf dem Kasten um die Schächte herum ein ge-

Digitized by Google

mauerter Pfeiler aufgeführt, der mit dem Kasten sinkt und oben durch fortgesetzte Mauerung stets über Wasser gehalten wird, wobei er zugleich die zum Eindringen des Kastens nötige Belastung abgibt (Gründung mit verlorenem Caisson), oder wird der Kasten durch provisorische Belastung bis zur nötigen Tiefe gesenkt und der Pfeiler im Innern des Kastens unter allmählicher Emporhebung desselben aufgeführt (Bewegliche Caissons, Taucherschächte, Taucherglocken). Im ersteren, weitaus häufigeren Falle wird nach vollbrachter Senkung der Kasten nebst den Schächten gewöhnlich mit Beton, manchmal auch mit Mauerwerk oder Sand gefüllt.

Die Caissons werden je nach den örtlichen Verhältnissen aus Eisen, Holz oder Mauerwerk, meistens aber aus dem ersteren Material ausgeführt.

Das Absenken der Caissons im offenen Wasser geschieht entweder von festen oder schwimmenden Gerüsten aus oder ohne Gerüst, indem der Caisson schwimmend an Ort und Stelle geflösst und unter allmählicher Belastung zum Sinken gebracht wird. Feste Gerüste verwendet man gewöhnlich bei kleinerer Wassertiefe, unruhigem Wasser und stärkerer Strömung, während schwimmende Gerüste und bewegliche Caissons dort zur Anwendung zu kommen pflegen, wo diese Bedingungen nicht vorhanden sind und auch dort, wo der Boden für feste Gerüste zu lose ist, und wo dasselbe Gerüst für eine grössere Anzahl von Pfeilern Verwendung finden kann.

Die Erzeugung der Pressluft geschieht mittels Luftverdichtungsmaschinen (Kompressoren) und deren Zuführung durch Gummischläuche mit eingelegten Spiralfedern.

Die Grösse des Luftdruckes richtet sich nach der Tiefe des Kastens unter dem Wasserspiegel und soll, um das unter dem Rand desselben eindringende Wasser durch den Erdboden zurückzudrücken, noch etwa $^1/_2$ Atmosphäre mehr betragen als der Wasserdruck. Da der letztere für je 10 m Tiefe 1 kg, also 1 Atm. beträgt, so muss die komprimierte Luft im Caisson für je 10 m Wassertiefe 1 Atm. Überdruck, nebst obgenanntem Zuschlag von $^1/_2$ Atm. haben. Nachdem aber erfahrungsgemäss die Arbeiter im Caisson höchstens einen Überdruck von etwa 3 $^1/_4$ Atm. vertragen ohne die Gesundheit einer mehr oder weniger gefährlichen Schädigung auszusetzen, so sollten hiernach etwa 35 m unter dem Wasserspiegel als diejenige grösste Tiefe gelten, die nach diesem Verfahren zu erreichen wäre. So sind bei der Brücke über den Mississippi bei St. Louis (erbaut 1869—71), wo die Pfeiler mittels Caissons bis zu 31,11 m Tiefe unter dem Wasserspiegel abgesenkt wurden und wobei der Luftdruck bis zu 3 $^1/_2$ Atm. gesteigert wurde, von den 352 Arbeitern die in der Pressluft beschäftigt waren, 30 ernstlich erkrankt und 12 davon gestorben. Man sah sich daher genötigt die ursprüng-

Digitized by Google

liche Arbeitszeit der Caissonarbeiter von 4 Stunden mit zunehmender Tiefe bis auf nur 1 Stunde, mit grösseren Ruhepausen zu verringern, worauf keine Erkrankungen mehr eintrafen. — Bei der im Jahre 1870 erbauten East-River Brücke zwischen New York und Brooklyn wurde bei der Arbeit in den Caissons von den ursprünglichen vierstündigen Arbeitsschichten mit darauf folgenden zweistündigen Pausen, mit zunehmender Tiefe (bis zu 24 m unter dem Wasserspiegel) bis zu zweistündigen Schichten mit vierstündigen Pausen übergegangen.

Brennecke empfiehlt für die Arbeit in komprimierter Luft folgende Schichtendauer (DB. 1884, S. 187—CBl. 1898, S. 305):

bis zu etwa 1 3/4	Atm. Überdruck	2 mal	täglich	4 Stunden
von 1 3/4 bis 2 1/2	„	2 „	„	3 „
„ 2 1/2 „ 3	„	2 „	„	2 „
„ 3 „ 3 1/2	„	2 „	„	1 „

In neuerer Zeit (1895) wurden bezüglich der Erkrankung von Caissonarbeitern bei den Gründungsarbeiten für das Wehr am Einlauf zum Donaukanal zu Nussdorf bei Wien, wobei die Caissons bis zu 25,5 m Tiefe unter der Wasserfläche abgesenkt werden mussten, wichtige Erfahrungen gemacht. Man fand dass die Ursache der dort ursprünglich häufig aufgetretenen sog. Caissonkrankheit, die sich durch heftige Schmerzen in den Gliedern äussert, darin besteht, dass kleine Luftblasen, die beim Aufenthalt im Caisson in das Blut eindringen, die Herztätigkeit beeinträchtigen. Da die Erfahrung gemacht wurde, dass die Erkrankungen von der Dauer des Ein- und Ausschleusens wesentlich abhängen, so wurde vorgeschrieben, dass das Einschleusen 7 bis 10 Minuten und das Ausschleusen bei einem Druck von 2 Atmosphären und darüber 30 Minuten dauern sollte. Ferner wurde eine Luftschleuse für Caissonkranke (Krankenschleuse, pneumatisches Zimmer) mit zwei Liegepritschen aufgestellt, worin die Luft im gleichen Grade wie im Caisson komprimiert wurde und wohin Erkrankte rasch gebracht werden konnten, um dann erst nach allmählicher Abnahme des Luftdruckes entlassen zu werden. Man fand dass zur Genesung für 1 1/2 Atm. Überdruck ein Aufenthalt von 35 Minuten und für jedes weitere Zehntel Atm. eine Verlängerung des Aufenthalts um 10 Minuten erforderlich war. Arbeiter, die bereits nach Hause angekommen waren und erkrankten, wurden wieder gesund, wenn sie rasch in die Krankenschleuse gebracht wurden. In Bordeaux hat man später bei Anwendung des gleichen Verfahrens die Caissons bis zu 50 m Tiefe unter der Wasserfläche absenken können (ÖM. 1895, S. 220—ÖZ. 1896, S. 287, 1897, S. 213, 330—TFF. 1902).

Bei entsprechend dichter Beschaffenheit des Bodens, geringerem Wasserandrang, und wenn ein vollständiges Zurückdrängen des Wassers nicht erforderlich, ist es zuweilen auch möglich ohne Überschreitung von 3 1/2 Atm. Überdruck viel grössere Tiefen zu erreichen als obgenanntes Maximum von 35 m, wie dies

Digitized by Google

z. B. stellenweise bei der Anwendung des pneumatischen Verfahrens im Bergbau der Fall gewesen ist. So wurde nach Rziha in Belgien eine Tiefe von 75,4 m, und auf der Zeche Rheinpreussen eine solche von 72,5 m unter dem Spiegel des Rheins erreicht, ohne dass dabei mehr als 3 ½ Atm. Überdruck zur Anwendung zu kommen brauchten.

Ausserdem kann in Fällen, wo ein Caisson nicht bis zur nötigen Tiefe gebracht werden kann, eine Kombination der Druckluftgründung mit Pfählen zur Anwendung kommen, wobei letztere als Verlängerung des Fundaments von der Sohle des Caissons bis zu tieferen Erdschichten niedergeführt, oder nur zur Komprimierung des Bodens verwendet werden. Eine solche Kombination wurde z. B. bei der im Jahre 1857 ausgeführten Eisenbahnbrücke über die Theiss bei Szegedin angewendet, wo die Caissons bis auf 19,2 m Tiefe unter der Hochwasserfläche versenkt wurden und noch eine Fortsetzung durch eingerammte Holzpfähle erhielten. — In neuerer Zeit wurde dieses Verfahren z. B. von der Firma Philip Holzmann & Co. in Frankfurt a. M. bei einem Wettbewerb-Entwurf für die Donaubrücke bei Černawoda in Rumänien in Vorschlag gebracht (CBl. 1883, NA. 1884).

Die Beleuchtung der Arbeitskammer geschieht gegenwärtig meistens mittels elektrischer Glühlampen. Sonst eignen sich hierzu am besten Stearinkerzen.

Der Luftverbrauch hängt von der Konstruktion und Grösse des Caissons, dessen Tiefenlage unter der Wasserfläche, und von der Beschaffenheit des Bodens ab. Derselbe ist hauptsächlich durch die Verluste infolge des Entweichens der Luft durch den Boden, die Undichtigkeiten am Caisson, den Schächten und Schleusen, und nur in geringem Grade durch den Atmungsprozess der Arbeiter und durch die Beleuchtung bedingt. Nach den Untersuchungen von Schmoll v. Eisenwerth (ÖZ. 1877) entfallen von den gesamten Luftverlusten etwa 43 % auf die Ausströmung unter der Caissonschneide, und der Rest zum grössten Teil auf die Verluste durch undichte Fugen und Wandungen des Caissons und der Apparate. Ferner entfällt bei 6,3 m Versenkungstiefe unter dem Wasserspiegel von der eingepumpten Luft nur etwa 1 % auf den Verbrauch durch die Verschleusung des Aushubmaterials und des Arbeiterpersonals, und 99 % auf die übrigen Verluste.

Zur Einschränkung der Luftverluste soll bei eisernen Caissons die Vernietung zwar eine gute, aber nicht dichter sein, als bei gewöhnlichen Schiffskörpern. Eine allzu grosse Sorgfalt bei der Anfertigung der Vernietung wäre nicht am Platze, weil der Caisson nur als ein während der kurzen Dauer der Versenkungsarbeit in Gebrauch stehendes Werkzeug, wie z. B. ein Pfahlschuh zu betrachten ist, und weil bei einer dichteren Vernietung, wie z. B. bei den Dampfkesseln (welche doch nicht luftdicht sind) die bezüglichen Mehrkosten diejenigen der

Digitized by Google

ersparten Luft übertreffen würden. Nach den Erfahrungen von Gärtner (ÖZ. 1869) hat sich sogar gezeigt, dass bei gemauerten Caissons ohne Putz, wie solche z. B. bei der Lauenburger Elbebrücke zur Anwendung kamen, und nach anderen Erfahrungen auch bei hölzernen Caissons die Luftverluste nicht grösser, und bei gemauerten Caissons mit innerm Putz, wie die beim Garonne-Viadukte bei Marmande verwendeten, sogar bedeutend geringer waren als bei eisernen.

Die pro Stunde erforderliche Menge Luft von atmosphärischer Spannung, ergibt sich aus folgenden, aufgrund der obgenannten Untersuchungen von Schmoll v. Eisenwerth, Bolzano (Zeitschr. des bayer. Arch. & Ing. Ver. 1874) und anderen Erfahrungen, von Brennecke aufgestellten Formeln, worin G die Grundfläche, U den Umfang, h die Höhe des Caissons, H dessen Tiefe unter der Wasserfläche und S die Anzahl der auf demselben angebrachten Luftschleusen bedeutet.

Es ist dann die behufs Verdrängung des Wassers aus dem Caisson erforderliche Luftmenge pro Stunde, bei eisernen und hölzernen Caissons:

a) Im Sand- bis Kiesboden

$$\text{bei } G \geq 30 \text{ qm}, \quad V_1 = [0{,}17\,(G + 10\,Uh) + 1 \text{ bis } 3\,U]\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right)$$

$$G < 30 \text{ qm}, \quad V_1 = [0{,}17\,(G + 10\,Uh) + 3\,S + 1 \text{ bis } 3\,U]\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right)$$

b) Im Ton- oder Lehmboden

$$\text{bei } G \geq 30 \text{ qm}, \quad V_1 = 0{,}172\,(G + Uh)\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right)$$

$$G < 30 \text{ qm}, \quad V_1 = [0{,}17\,(G + 10\,Uh) + 3\,S]\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right),$$

und bei gemauerten Caissons, wenn F die ganze innere Wandfläche der Arbeitskammer bedeutet:

a) Im Sand- bis Kiesboden

$$\text{bei } G \geq 30 \text{ qm}, \quad V_1 = [0{,}67\,F + 1 \text{ bis } 3\,U]\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right)$$

$$G < 30 \text{ qm}, \quad V_1 = [0{,}67\,F + 3\,S + 1 \text{ bis } 3\,U]\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right)$$

b) Im Ton- oder Lehmboden

$$\text{bei } G \geq 30 \text{ qm}, \quad V_1 = 0{,}68\,F\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right)$$

$$G < 30 \text{ qm}, \quad V_1 = (0{,}67\,F + 3\,S)\left(1 + \frac{H}{10{,}33}\right).$$

Die für den Atmungsprozess der Caissonarbeiter erforderliche Luftmenge ist dadurch bedingt, dass der Kohlensäuregehalt der Luft nicht mehr als 0,001

Digitized by Google

betragen darf, und ergibt sich hierfür bei Anwendung von Normal-Stearinkerzen, wenn A die Anzahl der im Caisson beschäftigten Arbeiter und K die Zahl der brennenden Kerzen bedeutet, die stündliche Luftmenge von atmosphärischer Spannung:

$$V_2 = (20\,A + 11\,K + G)\left(1 + \frac{0{,}42\,H}{10{,}33}\right).$$

Bei niederem und mittlerem Luftdruck ist darauf zu sehen, dass stets $V_1 > V_2$.

Die Druckluftgründung hat durch ihre charakteristische Eigenschaft, dass sie das Versenken von gemauerten Pfeilern unter der Wasserfläche durch unmittelbare Zugänglichkeit des Bodens ermöglicht, den Vorteil, dass sie die Ausführung gemauerter Fundamente in grösseren Tiefen unter der Wasserfläche, unabhängig von der Bodenbeschaffenheit und vom Andrange des Wassers, ermöglicht. Infolge dieser Eigenschaften hat auch das Verfahren eine ausserordentlich verbreitete Anwendung gefunden, bei Bauwerken deren Ausführung sonst entweder gar nicht, oder nur mit bedeutend grösseren Kosten möglich gewesen wäre. Da aber diese Gründungsart für die dazu erforderlichen Anlagen ein grösseres Kapital erfordert und auch die Arbeit in komprimierter Luft verhältnissmässig kostspielig ist, so kann das Verfahren im allgemeinen nur dann mit Vorteil zur Anwendung kommen, wenn es sich um Arbeiten von grösserem Umfang handelt, bei denen die östlichen Verhältnisse für Gründungen anderer Art ungünstig sind.

Allgemeine Anordnung der Druckluftgründung.

Das von Triger im Jahre 1841 erfundene und zur Ausführung gebrachte Verfahren der Absenkung von eisernen Schächten mittels Druckluft, wie selbes auf Seite 269 besprochen wurde, ist zwar vom Erfinder selbst (1845) als zu Gründungszwecken anwendbar bezeichnet worden, allein die Art dieser Anwendung in dem später zur Ausführung gekommenen Sinne wurde zum ersten Mal vom Architekten Gustaf Pfannmüller im Jahre 1850 gelegentlich eines Wettbewerbes zur Erlangung von Projekten für eine Brücke über den Rhein bei Mainz in Vorschlag gebracht. Bei diesem zwar nicht zur Ausführung gekommenen Entwurf (Textfig. 106—106_a) waren bereits die wichtigsten bei den späteren Ausführungen zur Anwendung gekommenen Bestandteile, nämlich die Arbeitskammer mit der durch Träger abgesteiften Decke und einem die Schleuse S tragenden Steige- und Förderschacht, vorgesehen. Das Projekt enthielt auch besondere Betonröhren B, wie solche erst in neuerer Zeit wiederholt zur Anwendung gekommen sind (z. B. bei den später besprochenen Kaimauergründungen in Antwerpen und Gent) (ÖZ. 1879). Die erste Anwendung dieser Gründungsart hat aber erst im Jahre

Digitized by Google

1851 durch Hughes bei der Gründung der Medwaybrücke bei Rochester stattgefunden.

Fig. 106.

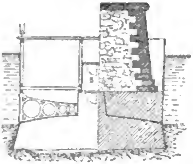
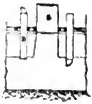


Fig. 106a.



Pfannmüllers Projekt zur Gründung einer Brücke über den Rhein bei Mainz.

Gründung mit verlorenen Caissons aus Eisen.

Die allgemeine Anordnung dieser Gründung ist aus folgenden Beispielen zu ersehen:

Taf. 32, Fig. 1—1a. Pfeilergründung der Elbebrücke bei Hämerten (erbaut 1868). Der Caisson *C* bestand aus einem Blechkasten von 15,75 m Länge, 5,02 m Breite und 1,9 m innerer Höhe, mit an den Enden abgerundeter Grundrissform, entsprechend jener des Pfeilers. Der innere Raum des Kastens, die sog. Arbeitskammer *A*, erhält eine so grosse Höhe, dass sich darin die Arbeiter bequem in aufrechter Stellung bewegen können (etwa 1,6 bis 2,1 m). Die Arbeitskammer hat eine luftdichte Decke *d* aus Blech, die zum Tragen des darauf ruhenden Pfeilers durch ein System von Querträgern *t* und dazwischen liegenden Längsträgern verstärkt ist, während die Wände unter den Trägerenden durch Konsolen *K* abgesteift sind.

Als Verbindung der Arbeitskammer mit der äussern Luft dienen zum Ein- und Aussteigen der Arbeiter und behufs Bodenförderung sog. Steigeschächte und Förderschächte, die aus Blechröhren von etwa 0,7 bis 1 m Durchmesser bestehen und am obern oder untern Ende mit einer den Übergang zur äusseren Luft vermittelnden Luftschleuse versehen sind. Im vorliegenden Falle waren ein Steingeschacht *S* mit der Schleuse *L* und zwei Förderschächte S_1 mit den Schleusen L_1 vorhanden; es werden aber meistens nur zwei Schächte oder gar nur einer benutzt, der dann zugleich als Steige- und Förderschacht dient. Der Steigeschacht wird mit einer eisernen Leiter versehen, während die Förderschächte besondere Vorrichtungen für die Bodenförderung erhalten. Zu diesem Zwecke werden meistens wie im vorliegenden Falle Eimer benutzt, die mittels eines über eine Rolle laufenden Seiles in die Luftschleuse emporgezogen werden. Die Blechwände des Caissons reichen gewöhnlich nur soweit über die Caissondecke empor, dass die Deckenträger daran noch einen Anschluss finden, während das Pfeilermauerwerk unbekleidet bleibt (Hdl.—Rž).

„ „ Fig. 2. Beispiel eines fertigen, mittels Caisson gegründeten Pfeilers (Elbebrücke bei Aussig). Der an den Enden abgerundete Caisson hatte 11 m Länge und 4,5 m Breite und war nur mit einem Schacht versehen. Die Caissonwände wurden hier über die Decke so weit empor verlängert, dass sie nach vollbrachter Versenkung bis über den Flussboden standen. Diese Anordnung erfordert gegenüber der vorigen zwar mehr Eisenmaterial, hat aber den Vorteil eines geringeren Reibungswiderstandes beim Eindrin-

Digitized by Google

gen in den Boden, sowie dass das Mauerwerk im Schutze dieses Mantels auch unter dem Wasserspiegel ausgeführt werden, und daher die Ausführung des Mauerwerkes unabhängig von der Senkung und von den Wasserständen geschehen kann. Ferner hat diese Anordnung auch den Vorteil, dass die Fugen des Mauerwerks während des Versenkens nicht ausgewaschen werden, sowie dass bei entsprechend ruhigem Wasser das Senken eventuell frei schwimmend ohne Gerüste geschehen kann, oder dass bei Verwendung eines solchen eine schwächere Aufhängung genügt.

Nach vollbrachter Senkung wurden Arbeitskammer und Schacht mit Beton gefüllt, letzterer jedoch nur bis zur Höhe der Flussohle, während der darüber befindliche Teil des Schachtes entfernt, und darauf das Pfeilermauerwerk bei niedrigem Wasserstande ausgeführt wurde (AB. 1874).

Zuweilen werden die Schachtrohre behufs abermaliger Verwendung dicht an der Caissondecke abgenommen, zu welchem Zwecke das Mauerwerk nicht dicht angeschlossen, sondern mit so grossem Zwischenraum ausgeführt wird, dass das Rohr leicht beseitigt, eventuell dessen Anschluss an die Caissondecke von aussen zugänglich gemacht wird.

Der Pfeiler selbst wird gewöhnlich in Übereinstimmung mit diesen zwei Beispielen massiv ausgeführt; derselbe kann aber auch portalartig angeordnet werden, wodurch sowohl eine Ersparung an Mauerwerk, als auch eine geringere Belastung des Bodens erreicht wird.

Die Form und Grösse der Grundfläche des Caissons ist von der Form und Grösse des Pfeilerquerschnitts und von der zulässigen Belastung des Bodens abhängig. Es muss daher mit Rücksicht auf die letztere bei weniger tragfähigem Boden der Caisson manchmal eine weitaus grössere Grundfläche als der erforderliche Querschnitt des Pfeilers erhalten. Der Übergang geschieht dann entweder durch allmähliche oder absatzweise Zunahme der Pfeilerdicke oder durch Verbreiterung des Fundamentfusses unter der Arbeitskammer über deren Wände hinaus.

Je nach der Grösse des Pfeilergewichtes und der davon abhängigen Inanspruchnahme der Caissonwände werden dieselben aus Blech von etwa 4 bis 10 mm, ausnahmsweise bis zu etwa 13 mm Dicke (z. B. bei der Forth-Brücke), mit Winkeleisen zur Absteifung der Wände und Verbindung mit der Decke hergestellt. Letztere besteht gewöhnlich aus einer Blechhülle für den luftdichten Abschluss der Arbeitskammer nach oben, die behufs Aufnahme des Pfeilergewichtes durch ein System von Querträgern, eventuell auch von Längsträgern, verstärkt ist. Anstatt der Blechhülle werden zwischen den Deckenträgern auch Kappengewölbe aus Mauerwerk oder Beton angewendet. Da die Deckenträger allein schon genügend stark sein müssen um jenes Gewicht aufzunehmen, so kann das Deckenblech entsprechend schwächer gehalten werden als jenes der Wände, und müssen diese infolge des Übertragens der Trägerbelastung auf die Wände unter den Trägerenden besonders verstärkt werden, was gewöhnlich durch Anbringung von Blechkonsolen geschieht. Ausserdem erhält die unterste Kante der Wände zum Einschneiden in den Boden eine Verstärkung mittels Winkeleisen und Flacheisen.

Digitized by Google

Die Deckenträger werden gewöhnlich als Vollwandträger, bei grösseren Caissons wohl auch als Gitterträger ausgeführt und meistens über das Deckenblech verlegt, da sie widrigenfalls für den Verkehr in der Arbeitskammer hinderlich sind.

Bei der Bestimmung der auf die Deckenträger entfallenden Last ist zu beachten, dass einerseits vollends erhärtetes Mauerwerk sich selbst trägt, also die auf dasselbe entfallende Belastung unmittelbar auf die Caissonwände überträgt, während andererseits beim Setzen von nicht erhärtetem Mauerwerk die Bildung eines Entlastungsbogens angenommen werden kann, wodurch die Träger nur durch den unter diesem Bogen befindlichen Teil des Mauerwerks belastet werden. Demnach nimmt z. B. Durel für die Belastung einen Mauerkörper an, dessen Höhe gleich ist der Breite des Caissons, in der Voraussetzung dass bis zur Aufführung dieses Teils die unteren Schichten schon bis zum freien Tragen des Mauerwerks erhärtet sein müssten *) während Brennecke die Bildung eines ausgekragten Entlastungsbogens annimmt, dem bei Ziegelmauerwerk die Form eines rechtwinkligen Dreieckes, und bei Bruchsteinmauerwerk infolge eines ungleichförmigen Auskragens die Form eines Halbkreises gegeben wird. **) Durch die Wirkung der Konsolen wird die Stützweite der Träger von Durel gleich $^2/_3$ der Breite des Kastens angenommen, während Brennecke die Enden der Entlastungsbogen rd. 1 m weit von der Wand annimmt. Dieser Belastung wirkt zwar der Luftdruck in der Arbeitskammer entgegen, da aber derselbe zeitweilig aufgehoben werden kann, so ist es angezeigt diesen Gegendruck nicht in Rechnung zu ziehen.

Im folgenden sollen die Einzelanordnungen der eisernen Caissons an einigen Beispielen erläutert werden.

Taf. 32, Fig. 3. Querschnitt der Caissons bei der Elbebrücke bei Hämerten (vgl. Fig. 1). Hierbei bestanden Wände und Decke aus Blech von nur 5 mm Dicke, und war die Decke mit 12 Querträgern von 650 mm Höhe und 4 Längsträgern versehen, von denen die zwei mittleren die gleiche Höhe wie die Querträger und die äusseren zwei eine solche von 250 mm hatten. Die Seitenwände und Konsolen waren an der untersten Kante und auf je $^1/_3$ der Höhe durch wagrechte Winkeleisen abgesteift, und war die Schneide auch noch durch ein Flacheisen verstärkt.

Die Schachtrohre *S* hatten 0,94 m Weite und bestanden aus Blech von 6 mm Dicke. Dieselben waren zwischen je zwei dicht anschliessenden Quer- und Längsträgern in der vertikalen Lage befestigt, und am untern Ende mit einer durch Gummiringe dicht anschliessenden Klappe verschliessbar. Der Abschluss geschah bei der jedesmaligen Verlängerung des Schachtrohres, was hier beim Vorhandensein dreier Schächte ohne Unterbrechung der Senkungsarbeit geschehen konnte. Bei Anwendung eines einzigen Schachtes muss entweder das Schachtrohr in vorhinein in voller Länge ausgeführt, oder bei der jedesmaligen Verlängerung des Rohres die Zufuhr der Pressluft unterbrochen werden, was aber jedesmal ein Eindringen des Wassers in den Caisson zur Folge hat (Kl.).

*) GC. 1883. **) DB. 1884—Br.

Digitized by Google

Taf. 32, Fig. 4. Caisson der Strassenbrücke über die Düna bei Riga. An den abgerundeten Enden des Caissons erhielten die Wandkonsolen eine radiale Stellung. Die Schachtrohre wurden durch 4 auf den Deckenträgern befestigte Blechkonsolen in vertikaler Stellung erhalten (NA. 1875).

„ „ Fig. 5—5_b. Caisson der Weserbrücke zu Bodenwerder. Da das Absenken hier nur auf geringe Tiefe stattzufinden hatte, und der Pfeiler eine verhältnismässig geringe Höhe erhielt, so wurde der Caisson in allen Teilen aus Blech von nur 4 mm Dicke ausgeführt, ausser den Deckenträgern, für die bei 0,45 m Höhe, 8 mm Blech verwendet wurde. Sämtliche Anschluss- und Versteifungswinkeleisen waren 60 . 60 . 8 mm. Die Schneide war durch ein 100 . 100 . 10 mm Winkeleisen und ein 250 . 15 mm Flacheisen eingesäumt (HZ. 1885).

„ „ Fig. 6. Detail des Caissons der Elbebrücke bei Aussig (vgl. Fig. 2). Die Arbeitskammer hatte hier nur eine Höhe von 1,6 m. Die Seitenwände bestanden aus Blech von 7 mm Dicke und die Wandkonsolen aus 5 mm dickem Blech und 70 . 70 . 8 mm Winkeleisen. Die Decke wurde von 9 Querträgern und 2 Längsträgern von 0,45 m Höhe getragen. Die Wände waren ausser durch die Konsolen auch noch durch 2 horizontale Winkeleisen von 100 . 100 . 12 mm, bezw. 80 . 80 . 12 mm an der untern Kante und in halber Höhe versteift, nebstdem die Schneide noch durch ein 200 × 16 mm Flacheisen verstärkt war. Zur besseren Absteifung der Wände gegen eine allfällige Verdrückung nach innen oder nach aussen wurde jedes zweite Paar der einander gegenüber liegenden Konsolen durch eine Holzstrebe verbunden. Der Caisson hatte einen einzigen Schacht von elliptischer Querschnittsform (1,0 × 1,6 m), der nach dem System der Firma Klein Schmoll & Gärtner in Wien in zwei getrennte Räume, für den Verkehr der Arbeiter und für die Bodenförderung abgeteilt war. Letztere geschah mittels eines im Schachte angebrachten Eimerkettenbaggers (AB. 1874).

„ „ Fig. 7. Caisson der Lechbrücke bei Kaufring. Derselbe hatte 14,64 m Länge, 6 mm Breite und 2 m innerer Höhe, und war an den Enden halbkreisförmig abgerundet. Die Wände bestanden in der untern Hälfte aus 8 mm und in der obern aus 6 mm dickem Blech, und waren durch Konsolen abgesteift, die durch eiserne Querverbindungs-Streben *S* aus vier Winkeleisen von 80 . 80 . 10 mm mit einander verbunden waren. Der Raum zwischen den Konsolen war behufs Belastung und Absteifung der Wand mit ausgekragtem Ziegelmauerwerk ausgefüllt, das unten auf einem 0,4 m breiten und 12 mm dicken, mit einem Winkeleisen eingesäumten Blechring aufruhte. Die Decke bestand aus 10 mm dickem Blech und Querträgern von 470 mm Höhe, zusammengesetzt aus 8 und 12 mm dickem Blech, nebst 70 . 70 . 10 mm Winkeleisen und zwei Reihen von Längsträgern von 420 mm Höhe (Kl.).

„ „ Fig. 8—8_a. Caisson der Rheinbrücke zwischen Mainz und Castel. Die beiden Abbildungen zeigen den Querschnitt und bezw. einen Teil des Längsschnittes des 9,5 m breiten, 24 m langen und 3 m hohen Caissons, bei dem das stromaufwärts gelegene Ende zugespitzt und das andere abgerundet war. Decke und Seitenwände bestanden aus 6 bis 8 mm starkem Blech; die letzteren waren doppelt, nach unten keilförmig zugespitzt und der Zwischenraum mit Beton ausgefüllt. Zur Stützung der Decke dienten fünf unter das Deckenblech in die Arbeitskammer verlegte Gitterträger, durch deren Anschluss an die Seitenwände zugleich eine Absteifung dieser letzteren erreicht wurde. Dieselben hatten einen gegenseitigen Abstand von 4 m und trugen auf den unteren Gurten zwei Gleise für den Transport des gelösten Bodens usw. (CBl. 1883).

„ „ Fig. 9—9_d. Caisson der Forth-Brücke bei Queensferry. Bei dieser der Spannweite nach grössten Brücke der Welt (2 Hauptöffnungen von je

Digitized by Google

518,15 m Stützweite, Gesamtlänge 2468,47 m, ausgeführt 1883—1890) erhielten die Pfeiler der Hauptöffnungen einen kreisförmigen Grundriss und wurden mittels Caissons gegründet, deren Form dadurch bedingt war, dass sie im fertigen Zustand schwimmend an Ort und Stelle gebracht und infolge von Strömung und Wellenschlag, so schnell als möglich, ohne Gerüst und unabhängig von der Ausführung des Mauerwerks versenkt werden mussten. Infolge dessen erhielt der Caisson ausser dem gebräuchlichen, die Arbeitskammer umschliessenden Mantel von 21,33 m Durchmesser, eine so hohe Verlängerung, dass er bei vollbrachter Gründung etwa 0,3 m über Niedrigwasser reichte. Ausser diesem Mantel erhielt der Kasten noch einen zweiten, von der Decke der Arbeitskammer ausgehenden innern Mantel, der vom äussern unten eine Entfernung von 2,13 m und oben eine solche von 1,37 m hatte. Zwischen diesen zwei Mänteln befanden sich 28 vertikale Fachwerksrippen, wodurch eine ringförmige, genügend starke Wand erhalten wurde, um bei leerem innerem Raum dem Wasserdruck zu widerstehen. Zum Schutz gegen Hochwasser und Wogen erhielt dieser bleibende Teil des Caissons einen provisorischen Aufsatz *D* (Fig. 9) von 6,09 m Höhe, der nach vollbrachter Senkung 0,89 m über die Hochwasserfläche emporragte. Derselbe bestand aus einem doppelten, im Innern mit Rippen versteiften Blechmantel und war durch Gelenkketten *a* an den untern Teil wasserdicht angeschraubt, sodass er nach Herstellung des Pfeilers während der Ebbe leicht entfernt werden konnte.

Die Arbeitskammer *A* hatte eine Höhe von 2,13 m und war von einer äussern Blechwand von 13 mm Stärke eingefasst, während die obere Fortsetzung 10 mm Dicke hatte. Die Decke der Arbeitskammer bestand unterst aus einer Blechhülle von 10 mm Stärke, worauf ein Trägergerippe folgte, bestehend aus vier Gitterträgern *C* von 5,38 m Höhe, zwischen denen sich 13 Blechträger *E* von 0,9 m Höhe befanden. Die Wände der Arbeitskammer waren durch 28 Konsolen aus 6 mm starkem Blech und Winkeleisen verstärkt, längs deren inneren Kanten eine zweite Blechwand von 13 mm Stärke angebracht war, wodurch die Arbeitskammer die Form eines Kegelstutzes erhielt. Der keilförmige Raum zwischen den zwei Wänden wurde mit Beton ausgefüllt, wodurch sowohl eine grössere Standsicherheit des schwimmenden Kastens als auch beim Versenken im Erdboden ein grösserer Widerstand gegen Knickung und Verdrückung erreicht wurde. Die Schneide war nach Fig. 9_a mit Winkel- und Flacheisen verstärkt. Zur Verbindung mit der äussern Luft dienten zwei Förderschächte *S* und ein Steigeschacht S_1 mit den Luftschleusen *L* bzw. L_1 (AB. 1890, mit ausführlicher Beschreibung des gesamten Bauwerkes).

Taf. 32, Fig. 10. Pfeilerfundament einer neueren italienischen Steinbrücke (Eisenbahnbrücke über den Fosso rosso, ausgeführt 1901), mit eisernem Caisson, dessen Decke aus gemauerten Kappengewölben zwischen eisernen Trägern bestand. Hier erhielt bei einer obern Pfeilerdicke von nur 3,15 m der Caisson eine Breite von 8,00 m, was für die Standsicherheit des Pfeilers mit Rücksicht auf den ungleichen Schub der Gewölbe bei einseitiger Belastung erforderlich war (GGC. 1902, Taf. XXXV).

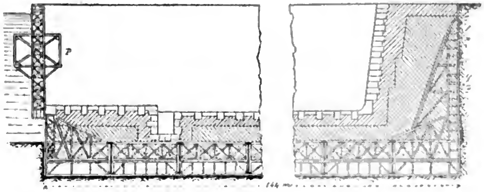
„ „ Fig. 11. Gründung der Strassenbrücke von Champdivers über den Doubs, wobei der untere Teil des Fundaments aus einem von der Arbeitskammer aus nach unten verlängerten und über deren Flucht hinaus, von 3,4 m auf 5,4 m verbreiterten Mauerkörper besteht.

Bei Caissons von besonders grosser Grundfläche wird die Arbeitskammer durch Scheidewände in mehrere von einander unabhängige Kammern geschieden, die mit besonderen Steige- und Förderschächten versehen sind, und welche Scheidewände dann zugleich als Deckenträger dienen. Ein interessantes Beispiel die-

Digitized by Google

ser Art ist die aus den nachstehenden Textfiguren 107—107_b ersichtliche Gründung eines Trockendocks in Toulon.

Fig. 107.



1 : 500

Fig. 107_a.

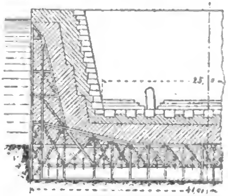


Fig. 107_b.



1 : 300

Gründung eines Trockendocks in Toulon mittels Caisson.

Das ganze Trockendock wurde auf einem einzigen Caisson von 114 m äusserer Länge und 41 m Breite gegründet, welcher über der Decke der 1,85 m hohen Arbeiskammer als Verlängerung ihrer Wände einen durch Fachwerksrippen abgesteiften Schutzmantel von 17,15 m Höhe hatte, innerhalb dessen das gemauerte Dock unter gleichzeitiger Versenkung des Caissons ausgeführt wurde.

Die Decke wurde durch 17 Querträger, die an den Enden 7 m und in der Mitte 4,5 m hoch waren, sowie durch 38 Längsträger von 0,9 m Höhe und 2 höhere Längsträger in je $^1/_3$ der Breite getragen. Die Querträger reichten bis zur Unterkante der Arbeitskammer und bestanden über der Decke aus Fachwerk, unter derselben aber aus vollen Blechwänden. Hierdurch wurde die Arbeitskammer in 18 kleinere Kammern von 41 $\times$ 8 m Grundriss getrennt, womit bezweckt wurde, unter Anwendung einer nur geringen Maschinenkraft die einzelnen Abteilungen getrennt in Angriff nehmen zu können. Es wurde dann immer gleichzeitig in zwei symmetrisch gelegenen Kammern gearbeitet, wodurch ein gleichmässiges Setzen erreicht wurde, was zur Verhinderung einer Beschädigung des Mauerwerks notwendig war. Jede Kammer hatte einen Steigeschacht und zwei Förderschächte. Zur Freihaltung der Einfahrt zum Trockendock bestand an jener Stelle die Wand des Schutzmantels aus dem für die Absperrung des Docks bestimmten Ponton *P*, das am Schutzkasten wasserdicht befestigt war und später als schwimmendes Fahrzeug vor die Öffnung des abzusperrenden Docks gelegt werden sollte. Das Gewicht des so ausgerüsteten

Digitized by Google

Caissons betrug 2 400 t. Die Kosten des Docks betrugen ungef. 3 000 000 Mk. wovon 800 000 Mk. auf den Caisson und dessen Senkung entfielen (CBl. 1881).

In gleicher Weise wurde in Saïgon ein Trockendock von 167,5 m Länge und 30 m Breite ausgeführt, wofür aber zwei Caissons zur Anwendung kamen, die an den an einander stossenden Enden durch provisorisch befestigte Schutzkasten-Wände geschlossen waren (NA. 1886—vgl. „Wasserbau IV." S. 170).

Caissons aus Mauerwerk.

Da bei der Anwendung von eisernen Caissons die Eisenkonstruktion in wesentlichem Grade zu den Anlagekosten beiträgt, ohne auf die Minderung der Betriebskosten von grösserem Einfluss zu sein, so werden zur Minderung der Gründungskosten auch Caissons aus Mauerwerk angewendet, die aus glockenförmig gewölben Mauerkörpern bestehen, deren Schneide wie bei den gemauerten Senkbrunnen mit einem eisernen Schling verstärkt ist. In neuerer Zeit ist zu dem Zwecke auch Eisenbeton zur Anwendung gekommen. Die ersten Anlagen dieser Art waren die folgenden zwei:

Taf. 32, Fig. 12—12a. Gründung des Drehpfeilers der Parnitzbrücke bei Stettin. Bei diesem Bauwerk (ausgeführt 1886) wurde zum ersten Male behufs Ersparung an Eisenmaterial ein teilweise in Mauerwerk hergestellter Caisson zur Anwendung gebracht (gleichzeitig wurde in dieser Weise ein Pfeiler bei der Oderbrücke bei Stettin ausgeführt). Der kreisförmige Caisson hatte 9,4 m Durchmesser und erhielt eine Arbeitskammer in Form eines abgestumpften Kegels von 4,6 m Höhe, bestehend aus einem eisernen Schling von 1,4 m Höhe und 0,91 m Breite und einer Blechplatte an der Decke, von 5 m Durchmesser und 7 mm Dicke, die mit dem Schling durch Eisenrippen verbunden war, zwischen denen die Wände aus ausgekragtem Mauerwerk bestanden (DB. 1867—Rž.).

„ „ Fig. 13—14c. Gründung der Elbebrücke bei Lauenburg mittels Caissons aus Mauerwerk. Nachdem bei der Parnitzbrücke infolge der verhältnismässig starken Ausführung des Schlinges und durch die Rippen keine erhebliche Ersparung an Eisenmaterial erreicht wurde, war man bei der Gründung der Lauenburger Elbebrücke (ausgeführt 1876—77) bemüht, die Anwendung des Eisens noch mehr einzuschränken. Hier wurde der erste Strompfeiler (Fig. 13—13c) auf zwei von einander getrennten kreisförmigen Caissons von 8,0 m Durchmesser und 10,8 Abstand von Mitte zu Mitte gegründet, die nur aus einem eisernen Schling von 400 mm Höhe und 300 mm Breite und sonst aus Ziegelmauerwerk bestanden, welches durch Auskragung die glockenförmige Arbeitskammer bildete. Der Schling bestand aus Blech und Winkeleisen und war durch Konsolen, sowie durch drei darüber gelegte Bohlenschichten abgesteift (Fig. 13c) und durch Ankerstangen von 20 mm Dicke und 3 m Länge mit dem Mauerwerk verankert. Am Schlinge waren überdies die Stangen zum Aufhängen des Caissons am Gerüste durch Schraubenmuttern befestigt (Fig. 13c). Über der Arbeitskammer war ein eiserner Schuh zum Aufsetzen des Schachtrohres eingemauert, der nach vollbrachter Senkung nebst dem Schlinge im Fundamente verblieb. Hierdurch beschränkte sich das verbrauchte Eisenmaterial auf nur 86,5 kg pro qm Grundfläche des Pfeilers (gegenüber 200 bis 400 kg pro qm bei Verwendung eiserner Caissons).

Digitized by Google

Die auf diesen zwei Caissons getrennt aufgeführten Teile des Pfeilerfundaments wurden im Schutze besonderer Fangdämme unter Niedrigwasser durch ein Gewölbe miteinander verbunden und darüber der Pfeiler aufgeführt. Nachdem aber die Ausführung dieses Gewölbes infolge des schwer zu erreichenden wasserdichten Abschlusses Schwierigkeiten erbot, so wurde bei den folgenden Pfeilern ein einheitlicher Caisson von der in Fig. 14—14_c dargestellten Form angewendet. Derselbe bestand aus zwei einander schneidenden gemauerten Glocken von elliptischer Grundrissform, und hatte in der Mitte eine kräftige Querverbindung von ähnlichem Querschnitt wie der Schling Fig. 14_c, auf welcher behufs Absteifung der Wände eine Mauer von 52 cm Dicke aufgeführt war. Für den Verkehr zwischen den beiden Caissonhälften erhielt diese Mauer eine überwölbte Durchbrechung. Über jeder Kammerhälfte war wie im früheren Falle ein eiserner Schuh zum Aufsetzen des Schachtrohres, nebst einer gemeinsamen Verbindungsplatte zwischen diesen Schuhen eingemauert. Das hierbei im Pfeiler verbliebene Eisenmaterial betrug nur 72,2 kg pro 1 qm Grundfläche (HZ. 1884—DB. 1875, 1877—ÖZ. 1879).

Taf. 32, Fig. 15. Alternativ-Projekt zu einem einheitlichen gemauerten Caisson von elliptischer Grundrissform für dieselbe Brücke, wobei keine Querverbindung in der Mitte vorgesehen war. Diese Anordnung wurde zwar damals wegen vermeintlich zu geringer Widerstandsfähigkeit gegen den Erddruck an den Langseiten nicht zur Anwendung gebracht, es geschah aber dies bei dem kurz darnach (1880—81) ausgeführten Viadukt über die Garonne bei Marmande, wo die letzten drei Mittelpfeiler nach Textfig. 108—108_b gegründet wurden. Die 3,6 m hohe Arbeitskammer wurde hier bis zu halber Höhe durch ausgekragtes Ziegelmauerwerk, die obere Hälfte aber aus einem Quadergewölbe in Spitzenbogenform gebildet. Dieselbe Bauart wurde auch bei einem Widerlager des Viaduktes benützt, wobei aber der Caisson eine rechteckige Grundrissform von 11,35 m Länge und 6,0 m Breite erhielt (AdP. 1883).

Fig. 108.

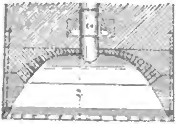
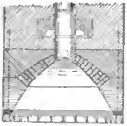
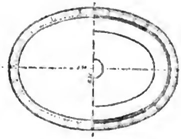


Fig. 108_a.



1 : 233

Fig. 108_b.



Gemauerter Caisson des Garonne-Viaduktes bei Marmande.

" " Fig. 16—18. Gründung der St. Eriks-Brücke in Stockholm, mittels Caissons aus Eisenbeton. Diese im Jahre 1904 ausgeführte Brücke hat bei einer Gesamtlänge von 226,744 m sieben Öffnungen von 26,36 bis 40,0 m Spannweite, deren Pfeilerfundamente aus je zwei 11,45 m von Mitte zu Mitte entfernten Betonpfeilern bestehen, die mittels Caissons aus Eisenbeton abgesenkt wurden und an der Erdoberfläche durch einen Eisenbetonbalken mit einander verbunden sind. Auf diesen gemauerten Unterbau folgt dann ein eiserner Gitterpfeiler (Fig. 16—16_b). Die Doppelpfeiler der kleineren Öffnungen haben teils eine quadratische, teils eine rechteckige Grundfläche, erstere von 3 × 3 m und 3,2 × 8,2 m, letztere von 5,5 × 3,5 m Seitenlänge, während sie bei den grösseren Öffnungen von elliptischer Grundrissform von 8,4 × 5,0 m Durchmesser sind.

Fig. 17—17_b zeigt die Anordnung der quadratischen Caissons, deren Armierung aus einem eisernen Schling (Fig. 17_a) und einem über der Decke angebrachten doppelten Rahmen aus alten Eisenbahnschienen bestand, die durch

Digitized by Google

ein System von Rundeisenstäben von 22 mm Durchmesser mit einander verbunden waren. Diese Caissons waren mit einem einzigen Steige- und Förderschacht versehen, der aus einer zylindrischen Blechröhre von 0,7 m Durchmesser und 6 mm Stärke bestand, und der auf einem in die Decke eingesetzten Rohrstutzen von 0,882 m Durchmesser angeschraubt war (Fig. 17_b), sodass nach vollbrachter Senkung das Schachtrohr losgeschraubt und ausgezogen werden konnte, um wieder anderwärts verwendet zu werden. Zu dem Behufe wurde bei dem Aufstampfen des Betonpfeilers um das Rohr herum ein quadratischer freier Raum ausgespart. Der Beton hatte ein Mischungsverhältnis von 1 : 3 : 5 mit einem Zuschuss von 20 % Bruchsteine.

Die Anordnung der grösseren, ovalen Caissons ist aus Fig. 18—18_b zu ersehen. Die Armierung bestand auch hier aus einem aus Blech und Winkeleisen zusammengesetzten Schling und einem über der Decke angebrachten Gerippe von alten Eisenbahnschienen, die durch ein System von Rundeisenstangen von 25 m/m Stärke mit einander verbunden waren. Die Decke war überdies an der untern Seite durch ein Monier'sches Netz von Rundeisen armiert. Diese Caissons waren mit zwei Schächten versehen und zwar einem Steigeschacht von 0,7 m und einem Förderschacht von 1,05 m Durchmesser. Da bei grösserer Höhe durch niedergefallene Steine usw. die Schachtrohre leicht so stark verlegt werden, dass das Anziehen derselben erschwert wird, so kamen bei diesen Schächten infolge ihrer grösseren Länge bis zu einer Höhe von 9 m verlorene Eisenbetonrohre (in Längen von 3 m) zur Anwendung, die im Mauerwerk verblieben, und darauf erst abnehmbare Blechrohre, deren Preis etwa doppelt so gross ist wie jener der Eisenbetonrohre.

Von sämtlichen Pfeilern der Brücke war aber nur ein einziger im offenen Wasser auszuführen, während alle übrigen von der Erdoberfläche abgesenkt wurden. Mit Rücksicht auf das grössere Gewicht der Betoncaissons wurden bei jenem Pfeiler im Wasser eiserne Caissons benutzt, was die Anwendung von schwächeren Gerüsten ermöglichte (Tkn. 1904, No. 351).

Hölzerne Caissons.

Caissons aus Holz bezwecken, ebenso wie diejenigen aus Mauerwerk, gegenüber den eisernen Caissons eine Kostenersparung, die namentlich in holzreichen Gegenden stärker zur Geltung kommen kann. Aus diesem Grunde ist diese Bauart namentlich in Amerika viel zur Anwendung gekommen. Durch den bei hölzernen Caissons zur Geltung kommenden Auftrieb und die dadurch bedingte Tragfähigkeit derselben im schwimmenden Zustand wird auch noch der Vorteil erreicht, dass sie bei genügend grosser Holzmasse nicht nur ohne Gerüste, sondern auch ohne den bei frei versenkten Caissons sonst erforderlichen Schutzkasten für die Ausführung des Mauerwerks im Wasser abgesenkt werden können. Es wird dann bei solchen frei versenkten Caissons oft zur Erhöhung des Auftriebes die Holzmasse über das erforderliche Mass hinaus vermehrt, indem die aus mehreren Balkenlagen bestehende Decke der Arbeitskammer eine viel grössere Dicke erhält als es für deren Tragfähigkeit erforderlich wäre. Im allgemeinen bestehen diese Senkkasten entweder aus einem an der Innen- und Aussenseite mit einem Bohlenbelag verschalten und mit Beton hinterfüllten Balkengeripppe, oder aus einem massiven Holzkörper, der aus mehreren ins Kreuz gelegten Balkenla-

Digitized by Google

gen gebildet ist. Die letztere Anordnung ist nur in Amerika gebräuchlich, während die erstere stellenweise auch in Europa zur Anwendung gekommen ist.

Taf. 33, Fig. $1-1_a$. Hölzerner Caisson, verwendet bei der Gründung der Strassenbrücke über den Main bei Kostheim, der bei 16,8 m Länge, 5 m Breite und 2,2 m Höhe in der Arbeitskammer aus einer Anzahl von Quergesperren bestand, die an der Decke zu verdübelten Trägern und an den Seiten zu keilförmigen Konsolen für die Wände der Arbeitskammer ausgebildet waren. In der Längsrichtung waren diese Gesperre durch Längsbalken und durch innere und äussere Bohlenbekleidung mit einander verbunden. Die Seitenwände erhielten überdies nach Fig. 1_a zwischen den Gesperren eine Verstärkung durch vertikale Ständer aus I-Eisen, nebstdem die untere Kante eine aus Winkeleisen und Flacheisen bestehende Schneide erhielt. Sämtliche Holräume zwischen den Gesperren wurden mit Beton ausgefüllt. Der Caisson hatte einen einzigen an der Deckenkonstruktion angeschraubten Schacht (CBl. 1888—Rs.— vgl. Taf. 36, Fig. 6).

„ „ Fig. $2-2_a$. Caisson gleicher Art wie der vorige, verwendet bei der Bismarck-Brücke über den Missouri. Derselbe hatte 22,5 m Länge, 7,92 m Breite und in der Arbeitskammer 2,13 m Höhe. Aussen- und Innenwände waren mit 7,6 cm starken Bohlen aus Eichenholz bekleidet, innen in einer und aussen in zwei sich kreuzenden Lagen. Die Schneide war mit einem gusseisernen Schuh verstärkt, und geschah die gegenseitige Absteifung der Wände durch einfache hölzerne Streben in der Quer- und Längsrichtung, nebstdem die aus einer dichten Balkenlage bestehende innere schräge Wand durch winkelrecht dagegen gerichtete Schraubenbolzen mit dem dahinter befindlichen Holzwerk verankert war. Der Steigeschacht bestand aus zwei Rohrstücken die zur Bildung der Luftschleuse über der Caissondecke mit den Enden an einander vorbei gingen, mit je zwei Türen versehen und mit einer gemeinsamen Blechtrommel umschlossen waren. Die Bodenförderung geschah mittels sog. Blasrohre A.

Behufs Füllung der Arbeitskammer mit Beton wurden hier besondere, am obern und untern Ende mit Klappen verschliessbare Betonröhren verwendet (Engg. 1884, 1887—Zdl. 1889—L & P. I).

„ „ Fig. 3. Amerikanischer Caisson mit massiver Holzdecke, verwendet bei der Atchison-Brücke über den Missouri. Decke und Wände bestanden hier aus mehreren kreuzweise über einander gelegten gedichteten Balkenlagen (L. & P. I.).

„ „ Fig. 4. Hölzerner Caisson gleicher Bauart wie der vorige, verwendet bei der East River-Brücke zwischen New York und Brooklyn (ausgeführt 1870, drei Öffnungen von 283,7 + 487,7 + 283,7 m Spannweite). Diese Caissons hatten bei einer Grundfläche von 52,6 × 31,11 m eine Arbeitskammer von 2,9 m Höhe und eine massive Holzdecke von 6,7 m Dicke, wovon die Abbildung ungefähr den halben Längsschnitt zeigt. Der Innenraum der Arbeitskammer war durch fünf starke, die Decke stützende Scheidewände in 6 Abteilungen geschieden, die durch Öffnungen mit einander in Verbindung standen. Zur Abdichtung der Decke wurden zwischen die vierte und fünfte Deckenlage durchgehende Zinkbleche eingelegt, nebstdem die Decke an der Innen- und Aussenseite kalfatert wurde. Die inneren Wände erhielten überdies einen Anstrich aus Harz, Öl und Spanisch Braun, und waren gegen Feuergefahr mit dünnen Blechen bekleidet. Der Caisson hatte zwei mit Wendeltreppen versehene Steigeschächte von 2,6 m Durchmesser, die mit Doppel-Luftschleusen *L* von 2 m Durchmesser und 2,4 m Höhe versehen waren, in jeder Abtheilung 30 Mann fassend. Dieselben befanden sich am untern Ende der Schachtrohre, teils in die Caissondecke eingebaut, teils in die Arbeitskammer niederhängend. Die

Digitized by Google

Förderung des lockeren Teiles des Bodens (Schlamm und Kies) geschah durch Ausblasen mittels 50 Stck. Blasrohre (Gasrohre) *A* von 90 bis 100 mm Weite, durch die das um die Mündung herum zu einem konischen Haufen angesammelte Material hinausgepresst wurde, wogegen kompakterer Boden in offenen viereckigen Baggerschächten von 2 × 2,4 m Querschnitt mittels Excavator gefördert wurde. Das Versenken des Caissons geschah bis auf den in ungef. 24 m Tiefe unter dem Flut-Wasserspiegel gelegenen Felsboden (ÖZ. 1871, S. 130, 1877—Engg. 1872, 1873—DB. 1873—AdP. 1874).

Taf. 33, Fig. 5. Gründung eines Brunnens des Wasserwerkes von Cincinnati mittels eines hölzernen Caissons der vorgenannten Art. Dieser den Boden des Brunnens ausmachende Caisson hatte einen Durchmesser von 39 m und eine Höhe von 6,00 m, wovon ungef. 3,8 m auf die massive Holzdecke und 2,2 m auf die Höhe der Arbeitskammer entfielen. Die letztere war durch vier hölzerne Zwischenwände in fünf Abteilungen geschieden. Der Innenraum des Brunnens hat einen Durchmesser von ungef. 30 m und eine Höhe von 25,90 m und ist durch eine auf dem Caisson ruhende ringförmige Mauer von ungef. 4 m unterer und 1 m oberer Dicke begrenzt. Zum Schutz des aufgespeicherten Wassers gegen Verunreinigung von aussen ist diese Mauer durch eine eingelegte Blechwand abgedichtet. In der Achse des Brunnens befindet sig ein Steig- und Saugrohr *R* in dem das Grundwasser aus dem Boden durch die Mündungen *A* in den Brunnen emporsteigt und dessen Verlängerung als Saugrohr zum Entleeren des Brunnens dient (Engg. Nws 1901, I, S. 389).

Konstruktion der Luftschleusen.

Die zur Vermittlung des Überganges zwischen der äussern Luft und der Pressluft im Caisson dienenden Luftschleusen erhalten verschiedene Anordnungen, jenachdem sie nur zum Ein- und Aussteigen der Arbeiter dienen (Personenschleusen, Fahrschleusen), oder nur zur Förderung des ausgehobenen Bodens und zur Einbringung von Baumaterialien bestimmt sind (Förderschleusen, Materialschleusen), oder für beide Zwecke zugleich dienen sollen. Ausserdem gibt es zur Einbringung des Betons besondere Betonschleusen. Jede dieser Schleusenarten hat wieder verschiedene Anordnungen aufzuweisen. Nebstdem die Luftschleusen die dem jeweiligen Zwecke genügenden Abmessungen in Breite und Höhe erhalten müssen, ist bei denselben eine genügende Stärke und Luftdichtigkeit notwendig, zu welchem Zwecke alle Türen und Klappen mit Gummistreifen gedichtet werden. Mit Ausnahme der Türen und Klappen, die zuweilen aus Gusseisen hergestellt sind, werden die Luftschleusen aus Blech und Winkeleisen ausgeführt.

Bei der meistens üblichen Förderung mittels Eimer pflegt gewöhnlich die Einrichtung getroffen zu sein, dass nicht jeder Eimer einzeln in die freie Luft entleert zu werden braucht, sondern dass zur Sparung an Druckluft in der Schleuse besondere Materialräume angeordnet sind, in denen das Material von mehreren Eimern zur gleichzeitigen Entleerung angehäuft wird. Die Herstellung der Verbindung zwischen dem Innern der Schleuse und der äussern Luft geschieht durch Auslassen der Druckluft durch besondere Auslasshähne (Schleusungshähne).

Digitized by Google

Gewöhnlich pflegt man die Luftschleusen über der Wasserfläche, am obern Ende der Schächte anzubringen, im Gegensatz zu der mehr seltenen, manchmal in Amerika benutzten Anordnung, wo die Schleuse unmittelbar über oder unter die Caissondecke verlegt wird. Die letztere Anordnung bezweckt den Aufenthalt der Arbeiter in komprimierter Luft möglichst zu beschränken, und eine Minderung der Verluste an Pressluft zu erreichen. Damit ist aber der Nachteil verbunden, dass dabei den Arbeitern der Weg zu schleuniger Flucht nach den Schächten abgesperrt ist, wenn — wie es widerholt geschehen ist — infolge von Betriebsstörungen das Wasser plötzlich in die Arbeitskammer eindringt. Die in die Arbeitskammer verlegten Schleusen haben auch noch den Nachteil, dass sie bei einem plötzlichen stärkeren Setzen des Caissons leicht mit dem Erdboden in Berührung kommen und dadurch der Gefahr des Zerstörens ausgesetzt sind.

Man hat auch bei der Gründung der East River-Brücke in New York die Erfahrung gemacht, dass das Aufsteigen unmittelbar nach dem Austritt aus der Pressluft für die Arbeiter sehr anstrengend ist, weshalb dort bei grösserer Tiefe für den Aufstieg ein Dampf-Elevator eingerichtet werden musste. Nach der Ansicht der dortigen Ingenieure und Ärzte sollte daher überall dort, wo nicht Elevatoren zur Anwendung kommen können, die Schleuse immer am obern Schachtende angebracht sein (ÖZ. 1877).

Taf. 33, Fig. $6-6_a$. Personenschleuse bei den Caissons der Forth-Brücke (vgl. Taf. 32, Fig. 9). Dieselbe bestand aus einer um das obere Ende des 1 m weiten Schachtes gelegten Blechtrommel von 2,13 m Durchmesser und 1,83 m Höhe, die durch zwei Scheidewände in zwei getrennte Kammern, für den Ein- und Ausstieg von je 7 einander ablösenden Arbeitern abgeteilt war (Doppelschleuse) und die durch Drehtüren mit dem Schachte und der äussern Luft in Verbindung standen (AB. 1890).

„ „ Fig. $7-7_a$. Personenschleuse bei dem für die Gründung der neuen Trockendocks in Kiel verwendeten Taucherschacht (vgl. Taf. 21, Fig. 20). Die gleiche Anordnung hatte die auf S. 305 genannte Krankenschleuse (ZfB. 1903, Bl. 41-42—Engg. Nws. 1903, II—vgl. CBl. 1890, S. 483).

„ „ Fig. $8-8_c$. Luftschleuse bei den Caissons der Bismarck-Brücke über den Missouri (vgl. Taf. 33, Fig. $2-2_a$). Wie bereits früher erwähnt, wurde diese Schleuse unmittelbar über die Caissondecke verlegt und in den Pfeiler eingemauert. Sie bestand aus einer länglichen Blechtrommel, die durch Blechwände in zwei mittlere quadratische Räume S und S_1 und zwei seitliche Räume L mit halbkreisförmigem Querschnitt abgeteilt war, so zwar, dass in die ersteren Räume die beiden auf- und abwärts gehenden Teile des Schachtrohres mündeten, während die letzteren als die den Übergang zwischen den beiden Rohren vermittelnden Schleusenkammern dienten.

Fig. 8_b-8_c, zeigen die Einzelanordnung der hier aus Gusseisen ausgeführten Türen. K ist der behufs Dichtung an die Tür angeschraubte Gummiring (Engg. 1884, 1887—Zdl, 1889).

„ „ Fig. $9-9_a$. Luftschleuse bei der Kaimauergründung in Antwerpen. Da hier der Caisson nur einen Schacht hatte, so diente diese Schleuse so-

Digitized by Google

wohl für den Verkehr der Arbeiter als auch zur Bodenförderung zu Beginn der Versenkung in den Boden, bis in der anfangs mit Schlamm erfüllten Arbeitskammer soviel Raum geschaffen war, dass die später beschriebene Förderung mittels Blasrohr eingeleitet werden konnte. Die Schleuse bestand aus einer mittleren Kammer über dem Schachtende von 1 × 1,72 m Weite und 2,2 m Höhe und zwei halbkreisförmigen Vorkammern von 0,66 × 0,77 m Weite, die durch Türen von 0,5 m Breite und 0,74 m Höhe mit einander in Verbindung standen. Der unter den Türen in den Vorkammern befindliche Raum von 0,73 m Höhe konnte als Verwahrungsraum für das geförderte Material verwendet werden. Die Anordnung zweier solcher Kammern hatte den Vorteil, dass während der Entleerung des einen Raumes die Förderung ununterbrochen in den andern stattfinden konnte. Die Beleuchtung der Kammern geschah in üblicher Weise durch kreisförmige Glasscheiben in der Decke, die behufs grösseren Widerstandes gegen den Luftdruck einen linsenförmigen Querschnitt erhalten (NA. 1883).

Taf. 33, Fig. 10—10_a. Luftschleuse bei den Caissons der Elbebrücke bei Dömitz. Dieselbe wurde zugleich als Fahr- und Förderschleuse benutzt und bestand aus einem zylindrischen Blechbehälter von 2,67 m Durchmesser, der oben durch eine konische Decke und einen kleineren zylindrischen Aufsatz abgedeckt war. Die Verbindung nach aussen wurde durch eine rechteckige Tür in der Seitenwand, und jene nach dem Schachte durch eine kreisförmige Klappe vermittelt. Im Innern war durch eine vertikale Blechwand von 1,07 m Höhe ein ringförmiger Materialraum *M* von 2,67 m Breite abgeschieden, der 4,45 cbm Bodenmasse fasste. Beim Anschluss dieser Blechwand an die Schleusenwände hatte dieselbe zwei nach aussen drehbare Türen, durch die das Material zu der durch eine Bodenklappe verschliessbaren Öffnung *F* geschafft, und in eine Schüttrinne gestürzt wurde.

Die Förderung des Bodens geschah mittels Eimer, wobei das Tau über die an der Decke angebrachte Rolle *R*, und von hier zu einer zweiten, dicht am untern Ende des Schachtrohres an der Caissondecke befestigte Rolle lief, sodass das Anheben durch horizontalen Zug von den Arbeitern in der Arbeitskammer geschah. In der Schleuse war nur ein Mann zum Entleeren des Eimers erforderlich. Die Beleuchtung der Schleuse geschah durch eine über der Rolle *R* angebrachte Glaslinse. Die Zuleitung der Pressluft erfolgte bei *L* in den Schacht, wo die Mündung des Zuleitungsrohres durch eine Ventilklappe geschlossen war. *H* ist ein Hahn zum Auslassen der Pressluft, und ist ein gleicher Hahn am Boden zwischen Schleuse und Schacht angebracht (Rž.—HZ. 1877, S. 561).

„ „ Fig. 11—11_a. Förderschleuse bei der Elbebrücke bei Hämerten (vgl. Taf. 32, Fig. 1 & Fig. 3), bestehend aus einem Blechzylinder von 2,5 Durchmesser und 2,2 m Höhe, zwei getrennten Materialräumen *M*, die zu beiden Seiten eines durchgehenden Ganges angeordnet waren, und bei einer Höhe der Wände von 0,94 m zusammen ca. 3,37 cbm Material fassten. An den Enden waren die Wände mit Schiebetüren *d* versehen, aus denen das Material nach den zwei Bodenöffnungen *f* zu den Schüttrinnen *R* geschafft wurde. Das Einsteigen in die Schleuse erfolgte durch die Deckenklappe *c*, die ebenso wie die Bodenklappe *e* mittels der Winde *K* angehoben wurde. Die Zuführung der Pressluft erfolgte bei *g*, wo die Anordnung der Ventilklappe zu ersehen ist. *a* und *b* sind Auslasshähne (HZ. 1870, S. 148).

„ „ Fig. 12—12_b. Förderschleuse der Firma Philipp Holzmann & Co. in Frankfurt, verwendet bei der neuen Rheinbrücke zwischen Mainz und Castel (vgl. Taf. 32, Fig. 8—8_a). Es ist dies eine zweckmässige Schleusenform, die in neuerer Zeit mit mehr oder weniger abweichenden Teilen vielfach zur

Digitized by Google

Anwendung gekommen ist. Die Anordnung besteht aus einer mittleren Kammer *A* und zwei seitlichen Kammern *B*, die behufs Bodenförderung schräg abwärts hängende Materialröhren (Erdhosen) angesetzt haben, und die durch seitliche Türen mit der mittleren Kammer in Verbindung stehen. Die mittlere Kammer ist für den Einstieg mit einer Deckenklappe und einer Bodenklappe versehen.

Die Bodenförderung geschieht hier mittels Eimer, die durch Maschinenkraft gehoben und abwechselnd in die eine der beiden Röhren entleert werden, während die andere behufs Entleerung nach aussen von der Verbindung mit der mittleren Kammer abgeschlossen wird. Es findet somit hier während der Entleerung der Materialräume keine Unterbrechung des Betriebes statt, wie dies bei den vorgenannten Anordnungen notwendig ist. Die Entleerung geschieht durch Öffnen einer Klappe am Boden der Materialröhre, nachdem zuvor die Tür zur mittleren Kammer geschlossen, und zur Vermeidung des Vacuums der Raum *B* über der Materialröhre mit der äussern Luft in Verbindung gesetzt wurde. Bei der Gründung einer Drehbrücke in Mannheim geschah dies entsprechend Fig. 12_a und 12_b mit Hilfe eines Dreiwegehahns und einer Verbindungsröhre, wobei durch Drehung des Hahns der Raum *B* entweder wie in Fig. 12_a mit der innern Kammer *A*, oder wie in Fig. 12_b mit der äussern Luft in Verbindung kam. Die Bewegung des Hahns geschah durch Anziehen eines Hebels durch eine Kette, aus deren jeweiliger Stellung bei a oder a_1 zu ersehen war, ob der Materialraum mit der äussern oder der innern Luft in Verbindung stand. Diese Anordnung hatte aber dort eine Verwechslung und dadurch einen schweren Unglücksfall zur Folge, indem der bezügliche Arbeiter versäumt hatte, vor dem Öffnen der Bodenklappe den Dreiwegehahn in die Stellung Fig. 12_b zu bringen, infolge dessen beim Öffnen der Klappe die Druckluft aus dem Caisson so rasch entwich, dass die darin befindlichen Arbeiter keine Zeit fanden, sich vor dem einstürzenden Wasser zu retten. Zur Vermeidung solcher Missgriffe kamen später besondere Sicherheitsapparate zur Anwendung wie solche aus den folgenden Beispielen zu ersehen sind.

Nach vollbrachter Senkung werden bei dieser Schleuse die Materialröhren entfernt, und an deren Stelle die Seitenkammern mit angeschraubten Bodenplatten versehen, wodurch diese Kammern für die Einbringung von Beton zur Füllung von Arbeitskammer und Schacht verwendet werden. Hierfür erhalten die Seitenkammern besondere Deckenklappen (Zdl. 1886—CBl. 1883).

Taf. 33, Fig. 13—13_a. Luftschleuse bei der Weserbrücke zu Bodenwerder (vgl. Taf. 32, Fig. 5—5_b). Da dieser Caisson nur einen Schacht hatte, so diente hier die Schleuse als Förder- und Fahrschleuse. Dieselbe bestand aus einer zylindrischen Blechtrommel von 2,7 m Durchmesser und 3 m Höhe, in deren Boden sich zu beiden Seiten der Schachtmündung zwei vertikale Materialröhren von 0,6 m Durchmesser und 2,2 m Höhe, bezw. von 0,6 cbm Inhalt befanden, während in der Decke zwei ähnliche, gegen die unteren ins Kreuz gestellte Röhren von 0,75 cbm Inhalt, die eine als Vorkammer für das Einsteigen und die andere behufs Einbringung des Betons und anderer Materialien, angebracht waren.

Die Materialröhren waren unten und oben mit Klappen versehen und waren so eingerichtet, dass die untere nicht geöffnet werden konnte, bevor die obere geschlossen war. Hierfür diente ein Hebel *H*, dessen oberes Ende mittels eines durch eine Stopfbüchse gehenden Stiftes *c*, beim Öffnen der obern Klappe nach aussen, und dadurch das untere Ende so gegen die über einen Zapfen gelegte Handhabe *a* der untern, um ein Scharnier drehbaren Klappe *D* gedrückt wurde, dass dieselbe nicht geöffnet werden konnte. Die Deckenröhren waren behufs Einsteigens mit seitlichen Türen, und für die Einbringung von

Digitized by Google

Beton mit Bodenklappen versehen. Die Bodenförderung gehah mittels eines Eimers von $^1/_{25}$ cbm Inhalt, der durch den in Fig. 13 ersichtlichen Kurbelapparat durch Handkraft von aussen angehoben wurde. Es kann aber die Kurbelwelle bei grösserem Betrieb auch durch eine mit einer Dampfmaschine in Verbindung gebrachte Riemenscheibe oder durch einen in der Schleuse befindlichen Motor ersetzt werden. Die Zuführung der Druckluft geschah bei *L*. (HZ. 1885).

Taf. 33, Fig. 14—14_a. Sicherheitsvorrichtung für die Erdhosen, angewendet bei der Gründung der Eisenbahnbrücke über den Nord-Ostseekanal bei Osterrönfeld. Die bei den Schleusen der Caissons dieser Brücke angebrachten Erdhosen *E* (Fig. 14) waren mit einem Sicherheitsapparat folgender Art versehen. Um ein Öffnen der am untern Ende der Hosen angebrachten Klappen unmöglich zu machen, so lange die Luftspannung in den Hosen höher ist als der Atmosphärendruck, wurde an den Hosen je ein kleiner Zylinder mit einem Tauchkolben angebracht. Der Raum hinter dem Kolben steht durch einen Schlauch mit dem obern Teil der Hose in Verbindung und der hier herrschende Druck drückt den Kolben so weit vorwärts, dass eine mit dem Kolben zusammenhängende, den einen Arm eines Kniehebels bildende Klinke in eine Nut an dem überstehenden Rande der Erdhose eingreift. Die Klinke muss zurückgelegt werden, wenn die Klappe geöffnet werden soll, was aber nur dann möglich ist, wenn hinter dem Kolben und damit auch in der Erdhose selbst der Atmosphärendruck herrscht, weshalb es unmöglich ist die Erdhose zu unrechter Zeit zu öffnen. Um erkennen zu können, ob in der Erdhose Pressluft vorhanden ist, ist am Zylinder ein Probierhähnchen angebracht. Durch ein Handrad mit Zahnradvorgelege kann die Klappe fest angedrückt werden (ZfB. 1899, S. 434).

Taf. 34, Fig. 1. Förderschleuse bei den Caissons der Forthbrücke (vgl. Taf. 32, Fig. 9). Die Bodenförderung geschah hier mittels eines Eimers *E* von 0,9 m Durchmesser und 0,8 cbm Inhalt, der in die Schleuse emporgezogen, mittels eines Drehkrans aus derselben gehoben und in den Fluss entleert wurde. Die Schleuse bestand aus einem Behälter, welcher in der Verlängerung des Schachtes *S* am Boden und an der Decke mit horizontalen Schiebetüren *A* und *B* versehen war, die durch einen ausserhalb angebrachten hydraulischen Bewegungsmechanismus vor- und zurück geschoben werden konnten, und wobei die Anordnung getroffen war, dass die eine Tür nicht geöffnet werden konnte, bevor die andere geschlossen war. Das Emporziehen des Eimers geschah mittels Ketten, die über Rollen *R* laufend, auf einer mittels Dampfmaschine getriebebenen Trommel *T* aufgewunden wurden. Dies geschah in Intervallen von 2 bis 3 Minuten. Das Durchschleusen dauerte ungef. $^3/_4$ Minute (AB. 1690).

„ „ Fig. 2—2_b. Förderschleuse bei der Gründung der Maasbrücke zu Rotterdam (1870—71). Diese Anordnung von E. Gouin wurde schon im Jahre 1863 in den hauptsächlichen Grundzügen beim Bau einer Brücke über die Loire zu Nantes angewendet. Dieselbe bestand aus einem zylindrischen Arbeitsraum *A* von 2,2 m Durchmesser, einer Vorkammer *C* zum Einschleusen der Arbeiter und zwei seitlichen Betonschleusen *B*. Zur Sammlung des geförderten Bodens diente hier eine an den Enden mit Klappen verschliessbare schräge Materialröhre *M*, und wurden für die Bodenförderung zwei Schächte *S* und S_1 verwendet, in welchen sich zwei an den Enden einer Kette aufgehängte Eimer abwechselnd auf und nieder bewegten. Die Kette lief über ein an der Schleusendecke angebrachtes Kettenrad, das von aussen mittels einer hydraulischen Maschine abwechselnd nach der einen und der anderen Richtung bewegt wurde. Zur bequemeren Entleerung der Eimer wurden dieselben durch Anstossen gegen einen Hebel *c* von diesem bei der weiteren Bewegung gegen die

Digitized by Google

Mündung der Materialröhre geschoben. Diese Konstruktion hat aber verschiedene Mängel. So gestattet die einzige Materialröhre keinen kontinuierlichen Gang der Förderung, nebstdem die Klappen der Röhre keine Sicherheitsvorrichtung zur Vermeidung von Fehlgriffen besitzen. Auch bedingt der hier angewendete Doppelschacht grössere Luftverluste als ein einfacher (Rž.—ZfB. 1875).

Taf. 34, Fig. $3-3_a$. Luftschleuse bei der Gründung der Bugbrücke bei Teresopol mit einer ähnlichen Förderungseinrichtung, wie im vorigen Falle. Die Schleuse bestand hier aus einer einzigen Blechtrommel *A*, worin zwei Materialkammern *B* abgeschieden waren und zu der gleichfalls zwei Schächte *S* und S_1 führten, behufs Förderung mittels zweier Eimer. Die Eimerkette lief über zwei an der Schleusendecke angebrachte Kettenräder, die mittels Kurbel von aussen in Bewegung gesetzt wurden (Rž.).

Zur Beschleunigung des Förderbetriebes eignen sich namentlich Schleusen mit kontinuierlicher Bodenförderung. Eine bewährte Konstruktion dieser Art ist die aus den nachstehenden Textfiguren $109-109_c$ ersichtliche Anordnung der Wiener Firma „Gebr. Klein, Schmoll und Gärtner". Hierbei geschieht die Bodenförderung unter Anwendung eines einzigen Schachtes mittels eines in demselben befindlichen Eimerkettenbaggers, ohne dadurch das Ein- und Aussteigen der Arbeiter zu behindern.

Zu dem Behufe haben sowohl der Schacht *S* als auch die mittlere Schleusenkammer *A B* einen elliptischen Querschnitt und sind beide durch eine vertikale Blechwand *W* in einen Personenraum *B* und einen Förderraum *A* abgeteilt. Ersterer steht durch die Tür *a* mit der äussern Luft, durch die Klappe *b* mit der Arbeitskammer im Caisson und durch die Tür *c* mit dem Förderraum in Verbindung. Die zwei seitlichen Kammern *C* und C_1 sind Materialräume, welche durch verschliessbare Öffnungen *o* mit dem Förderraum *A* in Verbindung stehen, durch welche Öffnungen dieselben von dem bis an die Schleusendecke reichenden Bagger abwechselnd gefüllt werden. Dies geschieht in der Weise, dass die Baggereimer *E* ihren Inhalt in eine automatische Schaufel (Auswerfer) *d* entleeren, welche sich durch eine bogenförmige Führung unter den Eimer stellt, um das herausfallende Material aufzunehmen, sich dann nach dem Materialraum *C* bewegt und den Inhalt bei *o* in denselben entleert. Ist der Raum *C* gefüllt so wird die Schaufelbewegung nach dem Raum C_1 umgesteuert. Diese handartige Bewegung der Schaufel erfolgt durch einen Hebelmechanismus, welcher hauptsächlich auf der Rotierung des Exzenters *n* beruht. Die Umsteuerung erfolgt durch Umstellung eines Hebels, durch einen im Baggerraum *A* ständig vorhandenen Arbeiter.

Die Bewegung des Baggers erfolgt von aussen mittels der Seilscheibe *t* und des von einer Dampfmaschine getriebenen Seiles *s*. Die Entleerung der Materialräume *C* und C_1 geschieht durch Emporziehen eines Schiebers mittels einer Schraubenstange, wodurch ein selbsttätiges Herausfallen des Materiales erfolgt.

Nach vollbrachter Senkung wird der ganze Baggermechanismus durch die über demselben befindliche Klappe *r* herausgezogen und in der Öffnung der Klappe eine Betonschleuse *R* (Fig. 109_c) befestigt. Dieselbe besteht aus einer unten konisch zulaufenden, oben und unten mit Klappen geschlossene Blechröhre von 0,45 m Durchmesser, die mit dem obern Ende um etwa 0,4 m die Decke der Luftschleuse überragt, während das untere Ende um ca. 0,4 m vom Boden der Luftschleuse absteht. Diese Röhre wird von oben mit Beton gefüllt, und dieser nach Schliessung der obern und Öffnung der untern Klappe unmittelbar in den Schacht, bezw. in die Arbeitskammer des Caissons hinabgestürzt.

Digitized by Google

Fig. 109.

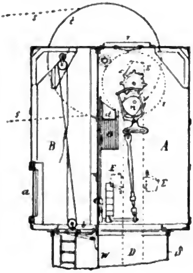


Fig. 109a.

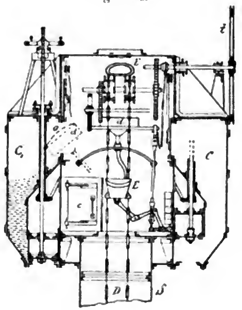


Fig. 109b.

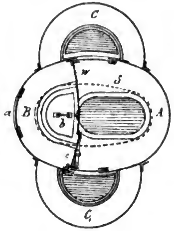
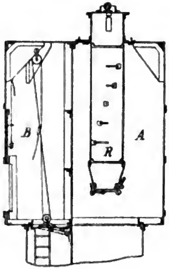


Fig. 109c.



1 : 60

Luftschleuse der Firma „Gebr. Klein, Schmoll und Gärtner".

Nach Ržiha soll die Leistungsfähigkeit dieser Luftschleuse in 24 Stunden die folgende sein: In Sand und Schotter 30 bis 40 cbm, in Sand und grobem Geschiebe 20 bis 30 cbm und in festem Gestein 15 bis 20 cbm, gemessen im Abtrage. Diese sinnreiche Schleusenkonstruktion dürfte aber infolge der Kompliziertheit und heiklen Beschaffenheit des Förderapparates im allgemeinen nicht zu empfehlen sein, ausser für Gross-Unternehmungen, die stets über eine geübte Mannschaft verfügen (Rž.—HZ. 1884).

Taf. 34, Fig. 4—4a. Betonschleuse des Taucherschachtes bei der Gründung der neuen Trockendocks in Kiel (vgl. Taf. 21, Fig. 20), die zur Einbringung

des Betons mit einem in die Decke eingesetzten Doppeltrichter versehen war, dessen Hälften abwechselnd mit Beton gefüllt und in den Schacht entleert wurden. Die beiden Trichter waren am obern und untern Ende mit Verschlussklappen versehen, von denen die eine nur dann geöffnet werden konnte, wenn die andere geschlossen war. Zu dem Zwecke war die Schleuse mit einem Sicherheitsapparat gleicher Art versehen, wie er bei Fig. 13, Taf. 33, besprochen wurde (ZfB. 1903, Bl. 41—42– Engg. Nws 1903, II).

Taf. 34, Fig. 5. Schleusungshahn zum Auslassen der Pressluft, angewendet bei den Schleusen der Elbebrücke bei Hämerten (vgl. Taf. 32, Fig. 1—Taf. 33, Fig. 11).

„ „ Fig. 6. Schleusungshahn von Brennecke. Derselbe hat einen festen und einen abnehmbaren Handgriff, so dass er sowohl von innen als auch von aussen geöffnet werden kann. Wird der abnehmbare Griff nach aussen verlegt, so kann derselbe bei höherem Druck, wo das Ausschleusen grössere Vorsicht erfordert, entfernt werden (Br.).

„ „ Fig. 7. Schleusungshahn bei der Gründung der Eisenbahnbrücke über den Nord-Ostseekanal bei Osterrönfeld. Um sicherzustellen, dass die für das Ein- und Ausschleusen der Arbeiter vorgeschriebene Zeit stets innegehalten wurde, war um die Schleusungshähne je ein verschiebbarer Ring gelegt, der durch zwei Schrauben *s* mit dem Hahnkörper verbunden und nur mit Hilfe eines besonders geformten Schraubenschlüssels gelöst werden konnte. Dieser Ring war in seiner obern Fläche auf eine bestimmte Strecke eingekerbt, während der bewegliche Teil des Hahns einen Stift *b* in der Höhe der Kerbe trug. Je nach der Lage des Ringes konnte nur immer ein bestimmter Teil der Hahnöffnung frei gemacht werden, da das Anschlagen des Stiftes an die senkrechte Begrenzungsfläche der Einkerbung das weitere Drehen des Hahns hinderte. Mit fortschreitender Gründungstiefe wurde der Ring so verschoben, dass die Hahnöffnung immer kleiner und damit die Dauer des Ein- und Ausschleusens immer grösser wurde (ZfB. 1899, S. 434).

Versenken der Caissons mittels fester Gerüste.

Die zum Versenken der Caissons im offenen Wasser verwendeten festen Gerüste sind gewöhnliche Holzgerüste, die genügend stark sein müssen, um die Last des Kastens nebst dem darauf ruhenden Teil des Mauerwerks zn tragen. Dieselben sollen dem Anprall des Wassers gegen das Gerüst und die aufgehängte Konstruktion widerstehen können und genügend geräumig sein, um während der Ausführung des Pfeilers als Arbeitsgerüst zu dienen.

Diese Gerüste bestehen gewöhnlich aus je zwei Pfahlreihen an beiden Langseiten des Caissons, die eine Entfernung von etwa 2 bis 3 m, und bei stärkerer Strömung und grösserer Höhe zur Erreichung der nöthigen Steifigkeit einen gegenseitigen Diagonalverband von Streben oder Andreaskreuzen erhalten. Beim Versenken wird der Caisson mittels Ketten am Gerüst aufgehängt, die am obern Ende in eine Schraubenspindel mit Mutter enden, durch deren Drehung der Caisson zum Sinken gebracht wird. Ausserdem wird das Gerüst mit entsprechenden Einrichtungen für den bequemen Transport und zum Heben und Ver-

Digitized by Google

setzen der Baumaterialien, also mit Rollbahnen, Lauf- und Drehkranen usw. versehen.

Taf. 34, Fig. 8—8_a. Beispiel eines einfachen Gerüstes, angewendet bei der Gründung der Eisenbahnbrücke über den Nord-Ostseekanal bei Osterrönfeld. Wie aus den Grundriss Fig. 8_a zu ersehen, geschah die Aufhängung des Caissons an sechs Punkten *a* und *b* (ZfB. 1899, S. 434).

„ „ Fig. 9—9_a. Gründung der Strompfeiler bei der Elbebrücke bei Dömitz (erbaut 1870—74). Die 6 Strompfeiler wurden mittels Caissons von 16 m Länge, 5,65 m Breite und 1,88 m innerer Höhe aus Blech von 5 mm Stärke und von je 20,85 t Gewicht gegründet, die bis auf ca. 12 m Tiefe unter Nullwasser versenkt wurden. Der Caisson hatte nur einen Schacht. Fig. 9 zeigt das anfängliche Gerüst und den Beginn der Senkung, während Fig. 9_a die Stellung des Caissons beim Versenken im Boden, und die allgemeine Anordnung der Luftschleuse mit der Zuführung der Luft, sowie des dabei verwendeten Laufkrans darstellt (Rž.—HZ. 1877—vgl. HZ. 1884).

„ „ Fig. 10—10_b. Gründung der Weserbrücke zu Bodenwerder. Die linken Hälften von Fig. 10 und 10_a zeigen den Caisson während der Montierung auf einer Plattform am Gerüst, während die rechte Hälfte von Fig. 10 denselben während des Versenkens darstellt. Der Caisson hatte 10 m Länge, 3,2 m Breite und 1,8 m innerer Höhe, bestand aus 4 mm dickem Blech und war mit einem einzigen Schacht von 1,0 m Durchmesser versehen (ZfB. 1885-HZ. 1885).

„ „ Fig. 11—11_b. Gründung der Donaubrücke bei Stein. Aus den Abbildungen ist neben dem Gerüst der Caisson und der Vorgang der Pfeilergründung in verschiedenen Stadien zu ersehen. In Fig. 11_a zeigt die kontinuierliche Bodenförderung mittels Eimerkettenbagger nach dem oben beschriebenen Verfahren von Klein, Schmoll und Gärtner dargestellt (ÖM. 1895, S. 102).

Schwimmende Caissongerüste.

Diese Anlagen bestehen aus zwei Prahmen, die durch ein portalartiges Gerüst derart mit einander verbunden sind, dass der Caisson zwischen denselben am Gerüst aufgehängt werden kann. Je nachdem es sich um die Absenkung einer kleineren oder grösseren Anzahl von Pfeilern handelt, werden die schwimmenden Gerüste aus Holz oder aus Eisen ausgeführt.

Taf. 34, Fig. 12. Hölzernes Schwimmgerüst bei der Gründung der Eisenbahnbrücke bei Stadlau (Wien) (AB. 1870, Bl. 71).

Taf. 35, Fig. 1. Gründung der Strassenbrücke über die Rhône bei Arles mittels Caissons, die mittels eines hölzernen Schwimmgerüstes abgesenkt wurden. Da an jener Stelle eine bedeutende Wassertiefe nebst grösserer Geschwindigkeit und öfterem stärkerem Wasserstandswechsel vorhanden war, so musste die Versenkung im Wasser möglichst rasch geschehen, weshalb die Caissonwände soweit nach oben verlängert wurden, dass sie beim Erreichen der Sohle über die Wasserfläche emporragten. Innerhalb dieses Schutzmantels wurde zuerst das Mauerwerk nur so weit ausgeführt, als es für die zum Versenken nöthige Belastung erforderlich war, ohne das Gerüst übermässig zu belasten. Um dieses Mauerwerk behufs Absteifung des Schutzmantels möglichst hoch reichen zu lassen, wurde dasselbe mit 3 hohlen Räumen ausgeführt, die nachträglich mit Beton ausgefüllt wurden. Die starke Strömung erforderte nebst der Verankerung des

Digitized by Google

Gerüstes noch eine besondere Verankerung des Pfeilers, zu welchem Zwecke sich in einer Entfernung von 80 m stromaufwärts ein verankertes Ponton befand, an dem zwei um den Blechmantel des Caissons geschlungene Ketten befestigt waren (Rž.).

Taf. 35, Fig. $2-2_b$. Gründung der Kaimauer am östlichen Ufer des Vorhafens von Gent mittels eines hölzernen Schwimmgerüstes. Die 1036 m lange Kaimauer erhielt ein Fundament, bestehend aus einer Reihe von rechteckigen Caissons von 25 m Länge, 7,86 m Breite, 1,9 m innerer Höhe und 5 mm Blechdicke, die in gegenseitigen Abständen von 0,42 m bis zu 3,8 m Tiefe unter die Sohle des Hafens versenkt wurden (Fig. $2-2_a$). Die Ausführung des Mauerwerks über dem Caisson geschah im Schutze einer bis über die Wasserfläche reichenden provisorischen Verlängerung der Caissonwände, in Form eines wasserdicht angeschraubten Blechkastens von 4 mm Dicke und 5 m Höhe. Die innerhalb dieses Schutzkastens ausgeführten Mauerstücke erhielten an den Enden drei senkrechte Falze und wurden nach vollbrachter Senkung und nach Entfernung der Schutzkasten die Zwischenräume an der Vor- und Rückseite durch provisorische Holzwände abgeschlossen und mit Beton gefüllt. Hierbei legte sich der Beton in die Falze, wodurch eine Verschiebung der einzelnen Mauerstücke verhindert wurde. Der über Wasser befindliche Teil der Kaimauer wurde dann als durchgehendes Mauerwerk in Ziegeln, mit Quaderverblendung an der Wasserseite, ausgeführt (Fig. 2_a).

Die Caissonwände waren in Abständen von 1,5 m durch dreieckige Konsolen aus 5 mm dickem Blech und 70 . 70 . 7 mm Winkeleisen verstärkt, während die Decke eine Verstärkung durch 16 Querträger erhielt. Zur Arbeitskammer führten 5 Schächte, nämlich ein Steigeschacht S von 1,0 m Durchmesser und 4 kleinere Betonschächte B von 0,5 m Durchmesser, zur Einbrigung des Betons in die Arbeitskammer nach vollbrachter Senkung. Um die Schächtröhren herum wurde im Mauerwerk ein so grosser Spielraum freigelassen, dass dieselben nach vollbrachter Senkung behufs weiterer Verwendung abgehoben werden konnten.

Die Versenkung geschah mittels des in Fig. 2 ersichtlichen hölzernen Schwimmgerüstes. Der Caisson wurde zuerst frei schwimmend an Ort und Stelle gebracht, dann der am Gerüst hängende Schutzkasten auf denselben niedergelassen und damit wasserdicht verschraubt, worauf die Zwischenräume zwischen den Deckenträgern mit Beton ausgefüllt, und das Mauerwerk in dem Verhältnis ausgeführt wurde, als unter Einwirkung des Auftriebes das Gerüst noch tragen konnte. Bei Erreichung des Bodens wurde die Luftschleuse aufgesetzt und nach Zuführung von Pressluft die Bodenförderung eingeleitet (NA. 1883—TFF. 1885, 1886—ÖW. 1886).

" " Fig. $3-3_c$. Gründung der Schelde-Kaimauer in Antwerpen mittels eines schwimmenden Gerüstes aus Eisen. Diese am rechten Schelde-Ufer gelegene Kaimauer wurde in den Jahren 1877—84 auf eine Länge von etwa 3500 m mit einem Kostenaufwande von über 40 Millionen Fr. von der Spezialfirma für Luftdruckgründungen Couvreux & Hersent in Paris, zugleich mit den vorgenannten Anlagen in Gent erbaut, und gehört zu den interessantesten Arbeiten, die auf diesem Gebiete in neuerer Zeit zur Ausführung gekommen sind.

Hierbei lag die Aufgabe vor, längs des konkaven Flussufers, zum grössten Teil in einer verhältnissmässig starken, mit Flut und Ebbe in der Richtung wechselnden Strömung, und bei einer zwischen etwa 8 und 10,5 m unter Niedrigwasser wechselnden Tiefe, nebst einem täglich durch die Gezeiten hervorgerufenen Wasserstandswechsel von 4,05 bis 6 m (letzteres bei Springtide) eine durchgehende Ufermauer von der aus Fig. 3_b-3_c bezw. im Querschnitt und Grundriss ersichtlichen Form zu erbauen. Das Fundament dieser

Digitized by Google

Mauer besteht gleich jenem der Kaimauer in Gent aus einer Reihe von dicht neben einander versenkten rechteckigen Caissons von 25,0 m Länge und 9 m Breite, deren Höhe aber je nach der Tiefe des Flusses zwischen 2,5 und 5,0 m beträgt, so zwar, dass bei gleicher Einsenkung sämtlicher Caissons von 2,5 m in den Flussboden die oberste Kante derselben überall gleich hoch zu liegen kam (8 m unter Niedrigwasser), und die Mauer selbst überall das gleiche Profil erhielt. Diese verschiedene Höhe der Caissons wurde durch Verlängerung der Blechwände über die Decke der überall gleich hohen Arbeitskammer von 1,9 m erreicht. Der über der Decke stehende Teil wurde mit Beton ausgefüllt.

Der Caisson bestand aus 6 mm starkem Blech und war die Decke in Entfernungen von 1 m durch Blechträger und unter denselben die Wand durch Konsolen verstärkt. Die Anordnung der Schächte war hier die gleiche wie bei den Anlagen in Gent. Die Caissons wurden am Ufer montiert und bei eintretender Ebbe auf einer schiefen Ebene zur Wasserfläche gebracht, wo sie dann durch die Flut gehoben und zur Versenkungsstelle geflösst wurden. Das Versenken erfolgte auch hier unter Anwendung einer provisorischen Verlängerung der Caissonwände durch einen wasserdichten und gehörig abgesteiften Blechkasten *B* von 7 bis 10 mm Wanddicke und 12 m Höhe, so dass derselbe nach vollbrachter Senkung noch über den Hochwasserspiegel reichte. Innerhalb dieses Schutzkastens wurde die Mauer im Verhältnis des Bedarfes für die Belastung, unabhängig vom Wasserstande ausgeführt.

Nach vollbrachter Senkung und Ausführung der Mauer bis zu 0,45 m Höhe über Niedrigwasser wurde der Schutzkasten losgeschraubt und zur weiteren Verwendung abgehoben. Zu diesem Behufe war derselbe längs der untern Kante mit einer wasserdichten Röhre *C* von 0,5 m Breite und 1,5 m Höhe versehen, die von oben durch einen mit einer Luftschleuse versehenen Einsteigeschacht von gleichem Querschnitt wie die Röhre zugänglich war, und von wo die Befestigungsschrauben des Schutzkastens am Caisson unter Luftdruck gelöst werden konnten.

Das schwimmende Gerüst bestand aus zwei eisernen Prahmen von 26 m Länge und 5 m Breite, über denen das aus 6 Bindern bestehende portalförmige eiserne Gerüst aufgestellt war, so dass unter demselben ein freier Raum von 9,4 m Breite und 12 m Höhe vorhanden war. In den Prahmen und auf dem Gerüst befanden sich 2 Dampfmaschinen von je 25 Pferdekr. nebst 2 Luftkompressoren, die 300 cbm Luft in der Stunde lieferten, sowie verschiedene Baumaschinen, wie Mörtelmühlen, Krane, Wasserpumpen usw.

Zur Milderung der allfälligen durch die Strömung verursachten Stösse zwischen Gerüst und Schutzkasten befand sich zwischen beiden eine hölzerne Wand, die sich durch Federn *F* an den Kasten lehnte. Die Aufhängung des Kastens am Gerüst geschah durch 12 Flaschenzüge, die mit je 5 Kettenzügen versehen waren und die von gleich vielen, durch die Dampfmaschinen getriebenen Winden in Bewegung gesetzt wurden.

Nach Entfernung der Schutzkasten geschah die gegenseitige Verbindung der Mauerstücke in gleicher Weise wie bei den Anlagen in Gent, nämlich durch Ausfüllung der Zwischenräume mit Beton, wobei durch die an den Enden ausgesparten Nuten eine gegenseitige Verbindung erreicht wurde (Fig. 3_c) (ÖZ. 1886).

Taf. 35, Fig. $4—4_a$. Neuere Kaimauergründung in Antwerpen. Hierbei kamen Caissons von 30 m Länge und 9,5 m Breite zur Anwendung, die mittels schwimmender Gerüste in Abständen von 0,4 m neben einander versenkt wurden. Die auf diesen Caissons aufgeführte Mauer erhielt am Fusse eine Dicke von nur 6 m (gegenüber 7 m beim älteren Profil), während der den eigentlichen

Digitized by Google

Fuss bildende Caisson zur Gewinnung einer grösseren Standsicherheit 0,5 m breiter angenommen wurde (AB. 1899).

Aufhängungs- und Senkungsvorrichtungen.

Beim Versenken der Caissons mittels fester oder schwimmender Gerüste werden dieselben an Ketten aufgehängt, die man im Verhältnis des Sinkens verlängert. Nach Erreichung des Bodens wird, je nachdem letzterer mehr oder weniger fest, und je nachdem mehr oder weniger die Gefahr eines Unterwaschens vorhanden ist, die Aufhängung entweder unmittelbar nach dem Aufsitzen gelöst, oder erst nachdem der Caisson eine gewisse Tiefe im Boden, bezw. die nötige Standsicherheit erreicht hat.

Die Befestigung der Ketten am Caisson geschieht entweder so, dass die Lösung nur von aussen geschehen kann, oder dass dies von der Arbeitskammer aus geschieht. Im ersteren Falle wird die Kette entweder unmittelbar über der Wasserfläche abgetrennt, wodurch der unter Wasser befindliche Teil verloren geht, oder geschieht die Trennung möglichst tief unter Wasser mittels Taucher, oder kann die Befestigung am Caisson so angeordnet sein, dass dieselbe durch blosses Drehen der Kette vom Caisson losgeschraubt werden kann.

Die Aufhängung am Gerüst geschieht durch an den Enden der Ketten angebrachte Hängeschrauben, bestehend aus Schraubenspindeln (Senkungsspindeln), die in am Gerüste aufsitzenden Muttern stecken, so dass durch Drehung der letzteren die Spindeln zum Sinken gebracht werden.

Taf. 35, Fig. $5-5_a$. Einfachste Befestigung der Hängeketten am Caisson, bestehend aus einem Haken *H*, der den Caisson unter der Schneide der Arbeitskammer fasst und beim Nachlassen der Spannung der Kette hinausgeschoben werden kann (Hdl.).

„ „ Fig. $6-6_a$. Befestigung der Hängeketten am Caisson bei der Elbebrücke bei Hämerten. Hier wurde der Caisson an der obersten Kante der über die Decke vorstehenden Blechwand durch Bügel von 50 mm Dicke erfasst, an denen die Ketten eingehängt waren. Die nur 5 mm dicke Blechwand war an diesen Stellen durch beiderseits angenietete Futterbleche verstärkt und der Bügel durch 4 Schraubenbolzen daran befestigt.

Wie aus Taf. 32, Fig. 1_a zu ersehen, wurde der Caisson auf jeder Langseite an fünf Punkten mit je zwei neben einander befestigten Ketten aufgehängt, so dass derselbe während der Verlängerung der einen Kette von der anderen getragen wurde (Kl.)

„ „ Fig. $7-7_a$. Befestigung der Ketten am Caisson bei der Weserbrücke zu Bodenwerder. (vgl. Taf. 32, Fig. 5.). Die Ketten waren an Bügeln eingehängt, die durch sieben Schraubenbolzen an der Wand der Arbeitskammer befestigt waren. Dadurch dass sich die Muttern dieser Bolzen an der Innenseite befanden, geschah die Lösung der Ketten durch Abschrauben der Muttern und Hinausstossen der Bolzen, worauf die Kette nebst Bügel emporgezogen werden konnte. Die Bolzenlöcher wurden dann durch hölzerne

Digitized by Google

Pfropfen zugestopft. Die nur 4 mm dicke Blechwand wurde an den Befestigungspunkten durch angenietete Futterbleche und Winkeleisen verstärkt. Die Aufhängung geschah auf jeder Langseite des Caissons an vier Punkten, in gegenseitigen Abständen von 1 m (HZ.1885).

Taf. 35, Fig. 8—8_a. Kettenbefestigung mittels eines in die Arbeitskammer zurückzuschraubenden Bolzens. Eine ähnliche Vorrichtung kam bei einer Brückengründung in Stettin zur Anwendung (Br.—ZfB. 1866, S. 325).

„ „ Fig. 9—9_a. Kettenbefestigung bei der Rheinbrücke zwischen Mainz und Castel von Ph. Holzmann & Co. Das untere, aus einer Rundeisenstange bestehende Kettenglied, ist hier in ein an der Caissonwand unmittelbar unter der Decke befestigtes Gusseisenstück *k* eingeschraubt, so dass es durch Drehen der Kette losgeschraubt werden kann (CBl. 1883).

„ „ Fig. 10. Allgemeine Anordnung der Aufhängung am Gerüst, angewendet bei der Elbebrücke bei Aussig. Die Schraubenmutter des Senkungsapparates sass auf einem gusseisernen Lager, und war mit seitlichen schiefen Hülsen zum Einstecken von Hebeln versehen. Der Caisson ruhte auf einer provisorischen Plattform, die vor Beginn der Senkung entfernt wurde (AB. 1874).

„ „ Fig. 11—11_a. Senkungsapparat bei der Weserbrücke zu Bodenwerder. Zur Verbindung der aus doppelten und einfachen Gliedern bestehenden Kette mit der Senkungsspindel wurde ein Bügel angewendet, der an einem Ende mit einem Blatt und am anderen mit einer Gabel versehen war (HZ 1885).

„ „ Fig. 12—12_a. Senkungsapparat bei der Rheinbrücke zwischen Mainz und Castel. Die Ketten bestanden hier aus einfachen, dicht an einander gestossenen, durch beiderseitige Laschen mit einander verbundenen Rundeisenstangen. An der Spindel *S* sass eine Schraubenmutter, deren Bewegung mittels eines aufgesetzten Schraubenschlüssels geschah. Behufs Verlängerung der Kette wurde ein Unterfangungsapparat angewendet, mit dessen Hilfe die Einsetzung eines neuen Gliedes unter Beibehaltung der Spannung der Kette geschehen konnte. Derselbe bestand aus zwei Hängestangen *g*, die am obern Ende ebenso wie die Spindel mit Gewinden und Muttern versehen waren, während sie am untern Ende durch zwei horizontale Laschen *h* mit einander verbunden werden konnten, wodurch diese bei niedergeschraubter Spindel die Laschen *b* unterfingen. Die Spindel wurde dann ausgelöst und entsprechend Fig. 12_a so hoch emporgeschraubt, dass ein neues Kettenglied eingesetzt werden konnte. Darauf wurden die Muttern der Hängestangen nachgelassen und die Laschen *h* ausgelöst, sodass sie in die punktierte Lage niederfielen (CBl. 1883).

„ „ Fig. 13—13_d. Senkungsapparat bei der Elbebrücke bei Lauenburg. Die Ketten bestanden auch hier aus einfachen Rundeisenstangen von 1200 mm Länge und 45 mm Dicke, die an den Enden mit flachen Augen versehen, und durch beiderseitige Flacheisenlaschen mit einander verbunden waren (Fig. 13_a—13_b), wobei aber zwischen den Enden der Kettenglieder ein so grosser Zwischenraum vorhanden war, dass durch die rechteckigen Schlitze in den Laschen zwei Keile von zusammen 100 mm Höhe und 50 mm Dicke durchgesteckt werden konnten. Diese Keile stützten sich gegen zwei Hängestangen gleicher Art wie im vorigen Falle, mit denen sie den Unterfangungsapparat bildeten und wobei sie den gleichen Zweck hatten wie die früheren Unterfangungslaschen *h*.

Die Bewegung der Mutter an der Senkungsspindel geschah mittels eines Knarrenhebels dessen Anordnung aus Fig. 13 & 13_d zu ersehen ist. Die Mutter bildet hier am äussern Umfang ein Zahnrad, und wird von der durch

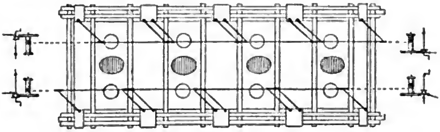
Digitized by Google

eine Feder F angedrückten Sperrklinke A erfasst und bei der Bewegung des Hebels nach links mitgenommen, während die Klinke bei entgegengesetzter Bewegung über eine Anzahl von Zähnen gleitet und wieder einfällt. Behufs entgegengesetzter Bewegung der Mutter hat der Hebel auf der andern Seite eine zweite Klinke, die zuvor in der Weise ausser Tätigkeit gesetzt wird, dass sie durch einen Exzenter E abgerückt wird, dessen Bewegung mittels eines auf die Exzenterachse aufgesetzten Schlüssels geschieht (Fig. 13). Damit die abgerückte Klinke nicht durch eine zufällige Drehung des Exzenters einfällt, ist es angezeigt die letzteren durch Einschieben von Stiften in ihrer Stellung sicherzustellen, oder sie nicht kreisförmig, sondern dreieckig, mit abgerundeten Ecken, anzuordnen. Widrigenfalls wird beim Eingreifen beider Klinken die Mutter nur hin und her gedreht, und die betreffende Kette überlastet.

Das Drehen der Knarren geschieht entweder aus freier Hand, wobei behufs gleichmässigen Senkens dafür zu sorgen ist, dass die Bewegung sämtlicher Knarren gleichzeitig, nach gleichmässigem Kommando geschieht, und dass die Sperrklinke überall um die gleiche Anzahl von Zähnen weiter rückt, was durch Begrenzung der Bewegung der Knarren, durch am Gerüste befestigte Knaggen erreicht wird. Oder es werden die Enden der Knarrenhebel durch Eisenstäbe mit einander verbunden und dadurch gemeinsam vor- und rückwärts bewegt (DB. 1881—HZ. 1884).

Die letztere Anordnung wurde bereits bei der ersten grösseren Anwendung des Druckluftverfahrens bei der Gründung der Rheinbrücke bei Kehl (1859), mit der aus Textfig. 110 ersichtlichen Disposition angewendet (Rž.—ZfB. 1860 – Cl. 1861).

Fig. 110.



1 : 145.

Bewegung der Knarrenhebel bei den Caissons der Rheinbrücke bei Kehl.

Die besprochenen Senkungsapparate haben aber sämtlich den Nachteil, dass bei einer Abweichung der Richtung der Kette von jener der Spindel diese letztere auf Biegung beansprucht, und dadurch die Bewegung der Mutter erschwert wird. Dies wird sowohl dann eintreten, wenn wie bei Fig. 10, Taf. 25 Spindel und Kette zu Beginn der Senkung nicht die lotrechte Richtung haben, wodurch bei zunehmender Tiefenlage des Caissons die Richtung der Kette von jener der Spindel immer mehr abweicht, als auch dadurch, dass die Auflagerplatte der Mutter durch ungleichmässige Setzungen und Zusammenpressungen des Gerüstes oft ihre wagrechte Lage verliert. Dieser Übelstand kann dadurch vermieden werden, dass die Auflagerfläche der Mutter nicht als ebene Fläche sondern als Kugelabschnitt oder als Zylinderfläche ausgeführt wird. Eine solche Anordnung wurde z. B. bei der Gründung der Eiderbrücke bei Friedrichstadt (Textfig. 111—111_b) angewendet (HZ. 1890).

Digitized by Google

Es ist auch stets zu untersuchen, ob alle Ketten die gleiche Spannung haben, was durch Rütteln und Schlagen mit einem Hammer geschieht.

Fig. 111.

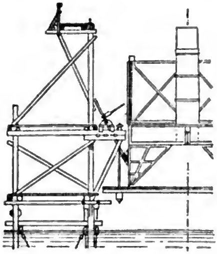


Fig. 111a.

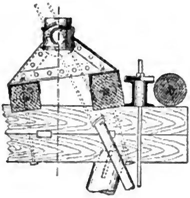
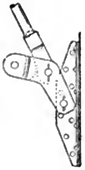


Fig. 111b.



1 : 200 1 : 30

Aufhängung der Caissons bei der Eiderbrücke bei Friedrichstadt.

Caissonsenkungen im offenen Wasser ohne Gerüste.

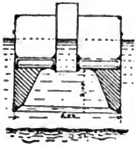
Diese Senkungsweise besteht darin, dass der Caisson schwimmend zur Stelle geflösst und durch allmähliche Belastung versenkt wird. Das Verfahren kann in Frage kommen an Stellen, wo feste Gerüste infolge von zu grosser Wassertiefe, ungeeignetem Boden usw. nicht anwendbar sind, und wo auch eine Verwendung von schwimmenden Gerüsten nicht vorteilhaft erscheint. Dies wird namentlich dann der Fall sein, wenn bei stärkerem Wasserstandswechsel, wie durch Fluth und Ebbe und bei unruhigem Wasser eine Aufhängung am Gerüste gefährlich sein kann, andererseits aber durch einen niedrigen Ebbe-Wasserstand ein rasches Versenken des frei schwimmenden Caissons auf den Boden ermöglicht ist. Eine weitere Bedingung für dieses Verfahren ist auch die, dass an der Senkungsstelle wenigstens zeitweilig verhältnismässig ruhiges Wasser vorhanden sein muss, bei welcher Gelegenheit das Versenken stattfinden kann.

Die Caissonwände werden dann so hoch über die Decke verlängert, dass dieselben bei Erreichung des Bodens über die Wasserfläche emporragen, damit das Senken allmählich, unter Erhöhung der Belastung über der Decke geschehen kann. Die Ausführung des Mauerwerks geschieht dann entweder teilweise oder ganz im Schutze dieser Wände, je nachdem dieselben nur die niedrigeren Wasserstände überragen, oder über den höchsten Wasserstand emporgeführt sind. Im ersteren Falle wird das Mauerwerk entweder als Gezeitarbeit während der niedrigeren Wasserstände, oder unter Luftdruck, im Schutze eines zweiten Caissons ausgeführt.

Digitized by Google

Ein interessantes Beispiel dieser Art liefert die in neuerer Zeit im Hafen von Bordeaux am linken Garonne-Ufer ausgeführte Kaimauer-Gründung, wobei die Caissons während der Ebbe zur Versenkungsstelle geflösst, (Textfig. 112), und durch Füllung der Zwischenräume zwischen den Deckenträgern mit Beton zum Aufsitzen auf die Sohle gebracht wurden, sodass dabei die Wände nur über den Ebbwasserstand empor reichten. Zur Erreichung einer grösseren Stabilität während des Schwimmens und für eine grössere nachträgliche Belastung wurden die Zwischenräume zwischen den 1 m von einander entfernten Konsolen in der Arbeitskammer in vorhinein mit Ziegelmauerwerk keilförmig ausgemauert.

Fig. 112.



1:200

Schwimmender Caisson bei der Kaimauergründung in Bordeaux.

Die Caissons hatten einen Grundriss von $5 \times 10{,}5$ m, eine innere Höhe von 2 m und eine Gesamthöhe der Blechwände von $4{,}50$ m, wovon beim Schwimmen $3{,}35$ m eintauchten. Die Ausführung des Mauerwerks über der Decke geschah unter Luftdruck in der Arbeitskammer eines zweiten, über den ersten niedergeschobenen Caissons, wie dies später (S. 337) näher beschrieben wird (ZfB. 1891).

Taf. 36, Fig. $1-1_b$. Gründung des Leuchtturms am „Rothen Sand" in der Weser-Mündung. Diese in den Jahren 1882—85 durch die Aktien-Gesellschaft Harkort in Duisburg zur Ausführung gelangte Arbeit erbietet dadurch ein grösseres Interesse, dass dabei besonders ungünstige Verhältnisse obwaltend waren, indem am Bauplatz nicht nur eine kleinste Wassertiefe von 8 m und durch die Gezeiten ein Wasserstandswechsel von $3{,}0$ m bei gewöhnlicher, und von $5{,}40$ m bei Sturmflut vorhanden, sondern auch einem stärkeren Wellenschlag ausgesetzt war. Diese Umstände erforderten umsomehr ein vorsichtiges Zuwegegehen als ein gleichartiges, im Jahre 1881 ins Werk gesetztes Unternehmen unter Verursachung grosser Verluste vollkommen gescheitert war, indem damals ein Caisson von ungefähr gleicher Art wie dieser während des Versenkens durch den Sturm umgestürzt und vollständig zerstört wurde.

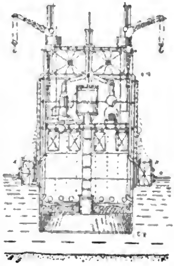
Der neue Caisson erhielt die in Fig. 1_a ersichtliche ovale Querschnittsform mit zugespitzten Enden, von 11 m Breite nach der schmäleren und $14{,}07$ m Breite nach der breiteren Seite, und eine ursprüngliche Mantelhöhe von $18{,}5$ m, die dann während des Senkens noch um 14 m vermehrt wurde. Hiervon entfielen 9 m auf die in Fig. 1 durch punktierte Linien angedeuteten Schutzwände gegen den Wellenschlag, welche nachträglich wieder entfernt wurden. Der eigentliche Caisson bestand aus einer Arbeitskammer von $2{,}5$ m Höhe, die durch zwei der Quere nach gezogene vertikale Wände in drei Räume geteilt war. Die Wände und Decke der Arbeitskammer bestanden aus Blech von 8 mm Dicke, und war die Decke durch 12 Querträger von 1 m Höhe und 2 Längsträger von 2 m Höhe verstärkt. Längs der inneren Konsolkanten lief noch eine zweite konische Blechwand, und wurde der Raum zwischen den beiden Wänden in vorhinein mit Mauerwerk gefüllt.

Der Caisson hatte nur einen Schacht, der anfangs $11{,}5$ m Länge erhielt und allmählich bis zu $25\,^1/_2$ m. verlängert wurde. Der über der Arbeitskammer befindliche Schutzmantel bestand im untern Teil aus 8 mm starkem Blech, und in der Ebbezone aus solchem von 10 mm Stärke. Derselbe war durch 28 vertikale Spanten aus 250 mm hohen I Eisen und durch horizontale ringförmige Kränze in Abständen von 3 m, sowie durch besondere Winkeleisenringe in Abständen von 1 m versteift. Ausserdem befanden sich im Innern noch besondere horizontale Streben in der Längs- und Querrichtung, nebst 4 in vertikaler Richtung verschiebbaren Arbeits- und Maschinen-Plattformen aus

Holz und Eisen, letztere für 2 Dampfmaschinen von zusammen 60 qm Heizfläche, einen Luftkompressor, der 11 cbm Luft in der Minute einsaugte, eine Zentrifugalpumpe, Dampfkrane usw.

Der Caisson wurde samt dem Schutzmantel in einem Dock montiert, und erhielt um den Schwerpunkt behufs sicheren Schwimmens in aufrechter Stellung möglichst tief zu senken, ausser der genannten Ausmauerung zwischen den Konsolen der Arbeitskammer, auch zwischen den Deckenträgern in vorhinein eine auf $^3/_4$ m Höhe reichende Betonfüllung, nebstdem zu gleichem Zwecke an den Schmalseiten zwei wasserdichte Schwimmkasten (Schwimmblasen) *K* (Textfig. 113) von 2 m Breite und 3 m Höhe aus 5 mm Blech provisorisch befestigt wurden, welche zum Einlassen von Wasser mit Ventilen versehen waren, um hierdurch den Caisson ausbalancieren zu können. Dieselben waren am Caisson so befestigt dass sie auf $^1/_3$ ihrer Höhe im Wasser lagen. Der so ausgerüstete Caisson hatte bei einem Gesamtgewicht von 300 t eine Tauchungstiefe, von $6\,^1/_3$ m. Durch die zugespitzte Querschnittsform sollte sowohl die Bewegung des Caissons beim Transport zur Senkungsstelle erleichtert, als auch die Wirkung des von der offenen See kommenden Wellenschlages vermindert werden.

Fig. 113.



1:500
Schwimmender Caisson des Leuchtturms am Rothen Sand.

Nach vollbrachter Ausrüstung wurde der Caisson bei ruhigem Wetter zur Baustelle bugsiert, und nach richtiger Einstellung und Verankerung durch Einlassen von Wasser in den Schutzkasten vermittelst der in Textfig. 111 angedeuteten Ventile innerhalb 15 Minuten auf den Boden gesenkt. Dann wurden die Schwimmkasten, nach Öffnung ihrer Ventile und Füllung mit Wasser entfernt, und der Caisson gegen die durch die Ebbe-Strömung sofort beginnende Unterwaschung durch niedergesenkte Faschinen und Steinwürfe gesichert.

Hierauf wurde zur besseren Sicherung der Stabilität zunächst noch so schnell als möglich der Schutzmantel bis zu 10 m Höhe über der Decke der Arbeitskammer mit Beton gefüllt, und dann erst die pneumatische Versenkung in den Boden eingeleitet (Fig. 1_b). Die Senkung in den Boden geschah bis zu 10 m Tiefe 22, m unter Niedrigwasser. Dabei wurden in dem aus feinem Sand bestehenden Boden zuletzt auch Steine angetroffen, welche aber nicht emporgefördert, sondern durch Eingraben mit hinunter genommen wurden, und auf diese Weise in der Tiefe gelassen werden konnten. Bei einer Sturmflut von 5,4 m Höhe über Niedrigwasser gingen die Wogen bis zu 22 m Höhe (Fig. 1_b), wobei in 12 m Höhe eine Blechplatte des Schutzmantels mitten durchgerissen wurde (Vortrag von Otto Offergeld im Ing. & Arch. Verein zu Hamburg am 21. April 1886—CBl. 1883, 1886—TFF. 1886).

Taf. 36, Fig. 2—2_a. Versenkung der Caissons der Forth-Brücke bei Queensferry. Dieselben wurden am Strande montiert, während der Flut hinausgeschoben, zur Senkungsstelle geflösst und durch Einbauen dreier über einander liegender hölzerner Arbeitsplattformen (vgl. Taf. 32 Fig. 9), sowie durch teilweises Füllen der Zwischenräume zwischen den beiden Blechmänteln, und des innern Raumes über der Decke mit Beton zum Sinken und Aufsitzen auf die Sohle gebracht. Dabei wurde der Caisson zwischen besonderen Leitpfählen geführt. Das darauf folgende pneumatische Versenken in den Boden gestaltete sich bei einem Teil der Pfeiler, die auf losen Erdboden zu

Digitized by Google

stehen kamen, in gewöhnlicher Weise. Taf. 32, Fig. 9_b zeigt den Vertikalschnitt eines solchen fertigen Pfeilers, der bis zu 27,13 m Tiefe unter Niedrigwasser versenkt wurde, während bei anderen Pfeilern, die auf Felsboden zu stehen kamen, das hier dargestellte Verfahren angewendet wurde.

Um hier dem Caisson beim Niedersenken auf die schiefe Felsenfläche eine sichere Stütze zu geben, wurden auf der tieferen Seite ein aus versenkten Sandsäcken gebildeter Damm *A* und zwei festere Stützpunkte in Form von zwei zwischen den Sandsäcken eingebetteten Pfeilern *B* aus Betonsäcken hergestellt. In diesem Damm wurden drei Breschen freigelassen, sowohl zum Entweichen der Pressluft als auch um durch dieselben die überflüssig gewordenen Sandsäcke usw. hinauszuschieben. Ausserdem wurden im Innern der Arbeitskammer zwei Pfeiler aus Sandsäcken als Stützen gegen die Decke aufgeführt.

Auf diese Weise konnte der Caisson, nach geschehener Aussprengung des Felsens auf der höheren Seite, durch allmähliche Beseitigung der Säcke bis zum vollständigen Aufsitzen auf den Felsboden gesenkt werden. Das Sprengen geschah in mehreren gleichzeitigen Schüssen, nachdem sich die Mannschaft zuvor in die Schächte zurückgezogen, und sich zum Schutz gegen die Sprenggase, durch hölzerne Deckel abgesperrt hatte, bis die Gase durch die zirkulierende Pressluft genügend entfernt waren, zu welchem Zwecke ein stärkerer Luftstrom eingeleitet wurde. Das Bohren des Felsens geschah mittels hydraulischer Bohrmaschinen (AB. 1890).

Druckluftgründung mit Ausführung des Fundaments in der Arbeitskammer.

Bei diesem Verfahren, das eine vollständige Wiedergewinnung des Caissons bezweckt (Gründung mit beweglichem Caisson), wird dieser durch provisorische Belastung bis zur erforderlichen Tiefe versenkt, und unter Ausführung des Mauerwerks in der Arbeitskammer allmählich wieder emporgehoben. Der Caisson kommt also hier als sog. Taucherschacht (eine durch einen Einsteigeschacht von aussen zugängliche Taucherglocke) zur Anwendung, und eignet sich das Verfahren im allgemeinen nur für solche Gründungen, wo der Caisson entweder gar nicht oder nur auf geringe Tiefe in den Boden einzudringen hat, so dass sich beim Emporheben des Caissons kein grösserer Reibungswiderstand geltend macht. Es wird dann der Caisson eine umso bessere Verwertung finden, je grösser die Anzahl der mit demselben auszuführenden Pfeiler ist.

Taf. 36, Fig. 3—3_b. Beweglicher Caisson zur Ausführung des Fundaments in der Arbeitskammer, zum ersten Male angewendet bei einer Pfeilergründung in Kopenhagen (1868). Derselbe war kreisförmig, von 5,34 m Durchmesser und 2,3 m Höhe in der Arbeitskammer, und hatte einen Steigeschacht von 3,14 m Durchmesser und 7 Höhe, wovon der obere Teil auf 1,9 m Höhe als Luftschleuse diente. Über der Decke der Arbeitskammer befand sich um den Schacht herum ein ringförmiger Raum *D* von 1,8 m Höhe, der entsprechend Fig 3_b durch Scheidewände in 8 Zellen abgeteilt war, welche behufs Ausbalancierens des Caissons einzeln mit Wasser oder mit Druckluft gefüllt werden konnten. Über diesen Zellen befand sich noch ein ringförmiger offener Raum zur Aufnahme von Eisenballast. Fig. 3_a zeigt den Querschnitt der aus einem Einsteigeraum und zwei Materialräumen bestehenden Luftschleuse. Die Förde-

Digitized by Google

rung des Bodens und der Baumaterialien geschah mittels Eimer und Winde. Der Caisson war durch 4 Ketten an einem festen Gerüst aufgehängt, und wurde mit Hilfe von Schraubenapparaten versenkt. Die Versenkung geschah 1,5 m tief in den Kalkfelsen (Rž.)

Taf. 36, Fig. 4—4_a. Pneumatische Gründung des Fundaments zu einem Nadelwehr über die Seine bei Coudray. Die Ausführung des aus Fig. 4_a im Querschnitt ersichtlichen Fundaments geschah mittels eines rechteckigen Caissons von 7,8 m Breite, 20 m Länge und 2,6 m innerer Höhe, dessen Wände über die Decke bis zu einer Gesamthöhe von 6,08 m verlängert waren, so dass dieselben bei voller Versenkung über den höchsten Wasserspiegel emporragten. Die Decke war nur provisorisch befestigt, so dass sie in einem gewissen Stadium abgehoben werden konnte. In der Längsrichtung wurde das Fundament aus vier Stücken, mit Zwischenräumen von 1,5 m ausgeführt, die nachträglich mit Hilfe von besonderen Fangdämmen ausgefüllt wurden. Das Fundament wurde etwa 3 m in den Boden eingebettet. Der Caisson war an einem festen Gerüst aufgehängt, und wurde zur Überwindung des Reibungswiderstandes im Boden und des Auftriebes durch eine Schotterschüttung *a* von 0,8 m Höhe über der Decke und durch aufgeschichtete Gusseisenflossen belastet.

Bei dem zuerst versenkten Teile des Fundaments wurde der Caisson nach Erreichung des Felsens zuerst um etwa 0,6 m wieder gehoben und das Mauerwerk in der Arbeitskammer bis zu ungef. halber Fundamenthöhe (1,6 m) mit dem aus Fig. 4_a ersichtlichen Absatz ausgeführt. Dann wurde der Zwischenraum zwischen diesem Mauerwerk und der Caissonkante sorgfältig gedichtet, die Decke abgehoben, und die andere Hälfte des Fundaments im Schutze der Caissonwände in freier Luft ausgeführt. Da bei den übrigen drei Teilen des Fundaments, die auf Schottergrund zu liegen kamen, befürchtet wurde, dass beim Abheben der Decke das Wasser durch das Mauerwerk emporgedrungen wäre, so wurde hierbei die Decke nicht entfernt, sondern das Fundament ganz in komprimierter Luft ausgeführt. Das Heben des Caissons geschah mittels Winden W, die gegen die Decke der Arbeitskammer gestützt wurden (NA. 1884—CBl. 1885).

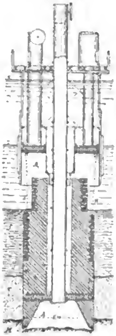
„ „ Fig. 5—5_c. Gründung der Mole des Hafens von Pallice (La Rochelle). Diese Mole besteht ganz aus Mauerwerk (Fig. 5), wovon der unterste, unmittelbar auf dem Felsboden ruhende Teil *A* bis zu einer Höhe von 0,75 m über der Niedrigwasserfläche nach Fig. 5_b—5_c in der Arbeitskammer eines beweglichen Caissons in Stücken von 20 bis 21 m Länge und 8 m Breite, in Abständen von 1,9 m aus Bruchsteinmauerverk ausgeführt wurde. Diese Mauerkörper wurden über der Niedrigwasserfläche durch Gewölbe mit einander verbunden und der obere Teil der Mole als durchgehende Mauer ausgeführt, und zwar geschah die Ausführung des mittleren Teiles B (Fig. 5) bis zu 0,75 m Höhe über Hochwasser während der niedrigeren Wasserstände als Gezeitarbeit. Fig. 5_a und 5_c zeigen das Bauwerk in verschiedenen Stadien der Ausführung. Der Caisson war einerseits, um dem Auftrieb des Luftdruckes in der Arbeitskammer entgegenzuwirken, über der Decke mit Ballast *B* belastet, während er von unten durch Hölzer und Schrauben gegen das in der Kammer ausgeführte Mauerwerk gestützt wurde (Fig. 5_c). Die Schrauben bestanden aus Spindeln die am untern Ende mit einem tellerförmigen Fuss versehen waren (Fig. 5_b) und in einer an der Decke angebrachten Mutter mit auschliessender Hülse *R* steckten. Durch diese Schrauben geschah auch das allmähliche Emporheben des Caissons (CBl. 1887—AdP. 1889—NA. 1890).

Eine eigentümliche Anwendung fand dieses Verfahren in neuerer Zeit bei der Gründung einer Kaimauer am Garonne-Ufer im Hafen von Bordeaux,

Digitized by Google

wobei die Ausführung des Fundaments unter gleichzeitiger Benutzung eines verlorenen und eines beweglichen Caissons stattfand (Textfig. 114). Es lag hier die Aufgabe vor, die Kaimauer bei einer durch Ebbe und Flut zwischen 4,5 m und 9 m wechselnden Wassertiefe, durch die obersten aus Schlamm *S* usw. bestehenden losen Erdschichten bis auf den festen Tonboden *M*, ca. 8 ½ m tief unter die Sohle des Flusses niederzuführen. Zu diesem Behufe wurde die Mauer in Form von einzelnen rechteckigen Pfeilern ausgeführt, die über der Hochwasserfläche durch Stichbögen mit einander verbunden und sodann auf geringere Höhe gemeinsam übermauert wurden. Die Pfeiler erhielten über der Sohle einen Querschnitt von 4 × 9,5 m, und wurden in einem Abstand von 16 m von Mitte zu Mitte versenkt. Die dadurch entstandenen Zwischenräume wurden durch eine steil geböschte Steinschüttung ausgefüllt.

Fig. 114.



1:300

Kaimauer-Gründung in Bordeaux, mittels doppelter Caissons.

Das bei dieser Gründung befolgte Verfahren bildet somit eine eigentümliche Kombination der Ausführung des Mauerwerks auf und in der Arbeitskammer, indem die Pfeiler hier zwar auf der Decke des versenkten Caissons, aber nicht wie gewöhnlich in freier Luft, sondern in Anbetracht des starken Wasserstandswechsels in der Arbeitskammer eines zweiten, über dem aufzumauernden Pfeiler frei schwimmenden Caissons ausgeführt wurden.

Der untere, verlorene Caisson *A* hatte eine Grundfläche von 5 × 10,5 m und war mit zwei Schächten von 1 m Durchmesser versehen. Dessen Konstruktion und Versenkungsweise des untern Caissons wurde bereits früher (s. Textfig. 110) besprochen. Derselbe wurde am Lande montiert, und auf einem Helling mit einer Neigung von 1 : 20, mittels eines eisernen Wagens ins Wasser gebracht. Der obere Caisson, in dessen Arbeitskammer A_1 das Mauerwerk ausgeführt wurde, hatte 5,5 m Breite und 11,25 m Länge, und war ausser mit einem Steigeschacht von 0,7 m Durchmesser (rechts) und einem Förderschacht von 1 m Durchmesser (links) noch mit zwei kürzeren Schachtröhren von 2 m Durchmesser versehen, welche als Durchgang für die beiden Schächte des unteren Caissons dienten. Zur Sicherstellung gegen den Auftrieb und gegen seitliche Schwankungen wurde der obere Caisson durch Ketten *K* mit dem untern verankert (ZfB. 1891).

Ausführung von Tunneln mittels des Druckluftverfahrens.

In neuerer Zeit ist das Druckluftverfahren auch zur Ausführung von Tunneln unter Grundwasser und unter offenem Wasser mit Vorteil zur Anwendung gekommen, was entweder durch Versenken des vorher zu Tage in Stücken auf Caissons hergestellten Tunnels, oder durch wagrechtes Vortreiben eines vor Ort zu einem Caisson ausgebildeten eisernen Rohres geschehen ist. Die folgenden Beispiele zeigen einige diesbezügliche Ausführungen.

Taf. 36, Fig. 6. Herstellung einer Tunnelstrecke der elektrischen Hoch- und Untergrundbahn in Berlin durch Versenken mittels Caisson. Bei dieser Bahn geschah die Ausführung der Tunnel im allgemeinen in offener Baugrube; nur an Stellen, wo wegen der Nähe der Hausbauten usw. das Rammen und die Anlage von offenen Baugruben nicht zulässig war, geschah die Herstellung unterirdisch. Bei einem von der Station Potsdamer Platz ausge-

Digitized by Google

henden Ausziehgleis unter der Königgrätzerstrasse, wo das Fundament auf eine Länge von 22 m wegen der ungünstigen Beschaffenheit des Bodens auf grössere Tiefe verlegt werden musste, wurde aber das hier dargestellte Verfahren angewendet, wobei ein hölzerner Caisson zur Anwendung kam (Schw. Bztg. 1902, II, S. 139—Zdl. 1902, I).

„ „ Fig. 7—7_c. Ausführung des Tunnels der Pariser Stadtbahn (Metropolitain) unter der Seine durch Absenken in Stücken mittels eiserner Caissons. Der neben der Versenkungsstelle montierte Caisson erhielt die in Fig. 7 dargestellte Form, bestehend aus einem durch Fachwerkrippen abgesteiften Aufbau als Einfassung für die aus Beton hergestellten Seitenwände nebst Decken- und Sohlengewölbe des Tunnels. Dieser Caisson wurde unter Einbringung der Betonfüllung und Verlängerung der Schächte frei schwimmend versenkt, worauf das Druckluftverfahren eingeleitet wurde (Fig. 7_a). Nach Erreichung der erforderlichen Tiefe wurden die Arbeitskammer und die Schachtöffnungen im Deckengewölbe ausbetoniert und nach Abnahme des obern Teiles der Schächte (Fig. 7_b) das im Tunnelraum als Ballast befindliche Wasser nebst dem innern Schachtteil beseitigt (Fig. 7_c).

„ „ Fig. 8. Herstellung des Tunnels der Berliner Hoch- und Untergrundbahn unter der Spree durch horizontales Vortreiben eines Caissons (Druckluftschildes) mittels hydraulischer Pressen und nachfolgendem Ausbau mittels eines mit Beton hintermauerten Blechmantels (AdP. 1901, I, S. 65).

Vorrichtungen zur unmittelbaren Bodenförderung aus dem Caisson.

Die Bodenförderung aus der Arbeitskammer kann auch unmittelbar, ohne Anwendung von Luftschleusen geschehen, und zwar durch Ausbaggern in offenen Schächten, durch Sandpumpen, die mittels Druckwasser betrieben werden und durch Blasrohre (Materialauswürfe, Ejektoren, Syphons), wobei die Massen mittels Pressluft emporgefördert werden. Diese Apparate sind jedoch nur bei solchen Bodenarten anwendbar, die unter Zusatz von Wasser zu einer weichen Masse zerkleinert und erweicht werden können, da sonst die Rohre leicht verstopft werden.

Nachdem die Bodenmassen umso leichter emporgetrieben werden, je geringer ihr specifisches Gewicht, so kann bei den mit Pressluft wirkenden Blasrohren eine solche Gewichtsverminderung leicht durch eine Vermengung der Massen mit komprimierter Luft erreicht werden, indem man in das Rohr abwechselnd Erdmassen und Pressluft eintreten lässt. Hierdurch ist es möglich die Bodenmassen zu bedeutenden Höhen über die äussere Wasserfläche emporzutreiben.

Taf. 36, Fig. 9. Bodenförderung in offenen Schächten mittels Eimerkettenbagger bei der Rheinbrücke bei Kehl (ausgeführt 1859). Diese Caissons hatten vier derartige Schächte elliptischen Querschnitts von 2,28 m und 1,48 m Achsenlänge (vgl. Textfig. 110) und zeigt diese Figur einen Teil des Caissons im Schnitt durch einen Baggerschacht mit dem Eimerbagger in Tätigkeit.

Dadurch dass der oben offene Schacht bis unter die untere Caisson-

Digitized by Google

kante reichte und hier in einen Wasserbehälter eingetaucht war, wurde der im Schachte befindliche Wasserpfeiler vom Luftdruck in der Arbeitskammer im Gleichgewicht gehalten. Die Arbeiter schafften dann den ausgegrabenen Boden in den Wasserbehälter, von wo er durch den Bagger emporgefördert und in eine Schüttrinne entleert wurde.

Dieses Verfahren hat somit den Vorteil, dass bei demselben die mit dem Schleusen verbundenen Luftverluste vermieden werden. Da aber die Baggereimer auch Wasser mitnehmen und auch mit zunehmender Tiefe — bzw. zunehmenden Luftdruck — mehr Wasser in den Schächten erforderlich ist, so muss hierbei stets die bezügliche, für die Erhaltung des Gleichgewichts nötige Wassermenge in den Schächten durch besondere Zufuhr aufrechterhalten werden. Hierin liegt aber ein mit einer grossen Gefahr verbundener Nachteil dieser Fördermethode, weshalb dieselbe trotz ihrer Vorteile nur in wenigen Fällen zur Anwendung gekommen ist. Denn wird das genannte Nachfüllen von Wasser versäumt, oder nimmt der Luftdruck aus unvorhergesehenen Ursachen — wie bei plötzlichen Senkungen des Caissons — plötzlich zu, so kann der Wasserpfeiler aus dem Schachte hinausgepresst, und infolge des darauf folgenden Entweichens der Luft, die Arbeitskammer sofort überschwemmt werden. In Europa kam dieses Verfahren dann nur noch bei der in gleicher Art gegründeten Pregelbrücke bei Königsberg (1864), zur Anwendung. Dabei ereignete es sich zweimal, dass infolge von Störungen an der Luftpumpe die Druckluft aus der Arbeitskammer entwich, wobei der Caisson tief in den Boden sank und in den Baggerschacht eine Triebsandmasse von 2,2 m Höhe eindrang, so dass der Bagger nicht mehr zu bewegen war. Es hat sich bei diesen Ausführungen auch gezeigt, dass solche offene Baggerschächte auch wegen der Kostspieligkeit und häufigen Reparaturbedürftigkeit der Baggerapparate und der damit verbundenen Zeitverluste nicht zu empfehlen sind.

Später kamen derartige Baggerschächte nur noch in Amerika, beim Bau der East River-Brücke zwischen New York und Brooklyn zur Anwendung (s. Taf. 33, Fig. 4). Dieselben dienten aber hier nur zur Förderung des mit Findlingen gemischten gröberen Materials, wozu Cummings Excavator (Klauenbagger) verwendet wurde, während zur Förderung des Sandbodens, woraus die Erdschichten zum grössten Teil bestanden, Blasrohre zur Anwendung kamen. Diese Baggerschächte reichten 0,6 m tief unter die Caissonkante.

Bei diesem Bau geschah es einmal, als das Nachfüllen eines Schachtes mit Wasser versäumt wurde, dass die Luft mit furchtbarem Getöse aus demselben entwich, und Wasser, Sand und Steine bis zu grosser Höhe emporgeschleudert wurde, worauf der Caisson plötzlich sank und sich mit Wasser füllte. Ein gleicher Unfall soll übrigens auch schon bei der Rheinbrücke bei Kehl eingetroffen sein, was den Unternehmer schliesslich veranlast haben soll, das Baggern in den offenen Schächten ganz aufzugeben (ZfB. 1860).

„ „ Fig. 10—11. Bodenförderung mittels Sandpumpe (Strahlpumpe), zuerst angewendet bei der Gründung der Mississippi-Brücke bei St. Louis. Die Wirkung dieses auf dem Prinzipe des Injektors beruhenden Apparates besteht darin, dass das durch ein Seitenrohr eingepresste Wasser an der schmalen, aufwärts gerichteten Einmündung in das vertikale Förderrohr eine saugende Wirkung hervorbringt, wodurch beim Eintauchen der unteren Mündung in die entsprechend aufgeweichten Bodenmassen, diese angesaugt und emporgefördert werden. Bei den Caissons der St. Louis-Brücke waren 7 solche Pumpen in Anwendung und förderten bei einem Durchmesser von 90 mm, mittels eines Wasserstrahls von 10,6 kg Druck pro qcm, in der Stunde 15,3 cbm Sand auf eine Höhe von 36 m.

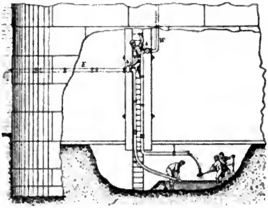
Digitized by Google

Zur Vermeidung von Verstopfungen durch eindringende grössere Steine usw. kann es angezeigt sein in die Mündung des Förderrohres eine Stahlplatte einzusetzen, wie dies z. B. bei den Blasrohren der Elbebrücke bei Lauenburg (Fig. $11-11_a$) geschehen ist (ÖZ. 1879, S. 41—Rž.).

Taf. 36, Fig. 12. Blasrohr (Syphon), verwendet bei der Gründung der Lahnbrücke bei Kaufering, behufs Wasserförderung aus dem Caisson. Da hier der Caisson durch Lehmboden abzusenken war, dessen Reibungswiderstand mit zunehmender Tiefe so gross wurde, dass das Gewicht des Pfeilers zur Überwindung desselben nicht mehr genügte, so konnte der Caisson nur durch zeitweiliges Auslassen der Pressluft zum Sinken gebracht werden. Das bei jeder solchen Senkung in die Arbeitskammer eingedrungene Wasser wurde vor Wiederaufnahme der Ausschachtung, mittels eines vom Boden der Arbeitskammer durch den Schacht geführten, unter der Luftschleuse ins Freie mündenden Blasrohres, das oben mit einem Absperrhahn versehen war, durch die komprimierte Luft hinausgepresst. Es war dies also die gleiche Einrichtung, die bereits Triger bei seinem Schachte bei Chalonne angewendet hatte (vgl. Textfig. 90).

Da bei der Lechbrücke der Luftdruck nicht genügend war, um unter Überwindung der Bewegungswiderstände im Rohre das Wasser bis über den höchsten äusseren Wasserspiegel zu treiben, so wurde zu diesem Zwecke das Rohr mit Löchern versehen, durch welche komprimierte Luft in die Masse eindringen konnte. Hierdurch wurde somit infolge der Minderung des spezifischen Gewichtes und des Reibungswiderstandes der Masse die gleiche Wirkung erreicht wie bei den Druckluftpumpen (Kl.).

Fig. 115.



1 : 175

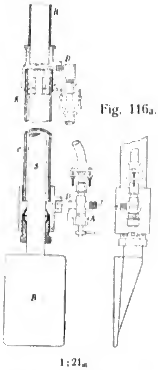
Bodenförderung mittels Blasrohr bei der Forth-Brücke.

Nebenstehende Textfigur 115 zeigt den bei der Forthbrücke angewendeten Vorgang bei der Bodenförderung mittels Blasrohr. Dieses Verfahren wurde hier bei den in losem Erdboden zu senkenden Caissons zu Beginn der Senkung in den Boden angewendet, um die beim Aufsitzen des Caissons auf den losen Schlamm in die Arbeitskammer eingedrungenen, dieselbe ganz erfüllenden Massen soweit zu entfernen, dass dann die Eimerförderung durch die Schächte eingeleitet werden konnte. Hierbei wurde durch die nach Einleitung von Pressluft eingestiegenen Arbeiter zuerst mittels Eimer soviel von der Bodenmasse durch die Luftschleuse entfernt, dass in der Arbeitskammer ein genügender Raum geschaffen wurde, um den in der Figur angedeuteten Vorgang einzuleiten. Dies bestand darin, dass in einem abgedämmten Raum die durch besondere Wasserzufuhr aufgeweichten Massen gesammelt, und durch ein Rohr E mittels der komprimierten Luft hinausgepresst wurden. Die Zufuhr des Wassers geschah durch die mittels des Hahns k absperrbare Rohrleitung W. Das mit dem Hahn k_1 absperrbare Blasrohr E bestand im untern Teil aus einem beweglichen Schlauch. Sobald auf diese Weise die Arbeitskammer frei geworden war, wurden diese Blasrohre entfernt und das Material, solange man sich noch im losen Boden befand (bis auf ungef. 6 m Tiefe) durch drei besondere Ejektorrohre F (Taf. 32, Fig. 9) gefördert, welche Rohre drei in verschiedenen Höhen angebrachte Mündungen m_1 m_2 m_3 hatten, die im Verhältnis des Eindringens des Caissons in Wirksamkeit traten (AB. 1890).

Digitized by Google

In grösserer Tiefe wurde jedoch für den dort vorkommenden Tonboden zur Eimerförderung übergegangen. Da derselbe so hart war, dass er durch Handarbeit schwer loszulösen war, so wurde hierfür ein **hydraulischer Spaten** angewendet, dessen Anordnung aus Textfig. 116—116a zu ersehen ist. Derselbe bestand aus einer transportablen hydraulischen Presse mit dem Presszylinder *C* und Kolben *K*, dessen Stange *S* den Stiel des am äussern Ende sitzenden Spatenblattes *B* ausmachte. Je nachdem durch den Verteilungshahn *A* entweder zugleich vor und hinter den Kolben bei *D* und D_1, oder blos hinter denselben Presswasser geleitet wurde, konnte der Spaten verlängert oder verkürzt und so beim Stützen des obern Endes gegen die Decke der Arbeitskammer ein Teil des Bodens abgestochen werden. Um dabei an der Decke eine sichere Stütze zu finden hatte das obere Ende einen Rohransatz *R*, der gegen irgend einen Nietkopf der Decke angelegt wurde. Während ohne diesen Apparat nur handgrosse Stücke losgelöst werden konnten, wurden mit demselben so grosse Stücke erhalten, dass sie erst zerteilt werden mussten, um in den Eimer gebracht werden zu können (AB. 1890).

Fig. 116. Fig. 116a.



1:21a

Hydraulicher Spaten.

Die Förderung mittels Blasrohr wurde auch schon früher bei anderen Gelegenheiten, wie z. B. bei der **Bismarck-Brücke** über den **Mississippi** und bei der **East River-Brücke** in **New York** (vgl. Taf. 33, Fig. 2 & 4) angewendet. Bei der letzteren befanden sich am Umfange des Caissons 50 vertikal aufsteigende Gasrohre *A* von 0,1 m Weite, um deren untere Mündung herum die entsprechend erweichten Sandmassen zu einem konischen Haufen gesammelt wurden, so dass das Rohr etwa 0,3 m hineinragte, worauf durch wiederholtes Öffnen des Absperrhahns die mit Pressluft gemischten Massen mit solcher Kraft hinausgepresst wurden, dass sie bis zu 12 m Höhe über die obere Mündung geschleudert wurden (ÖZ. 1871).

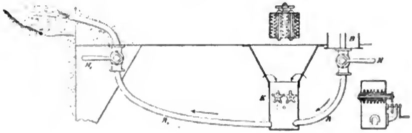
Auch bei der **Elbebrücke** bei **Lauenburg** wurde das gleiche Verfahren benutzt (vgl. Taf. 32, Fig. 13—14), wobei zur Verhinderung des Verstopfens der Rohre durch Eindringen von grösseren Steinen usw. in die schräg abgeschnittene Rohrmündung nach Fig. 11—11a, Taf. 36 eine Stahlplatte *B* eingesetzt war (HZ. 1884).

Da die Herstellung der zum Ausblasen geeigneten Mischung des ausgehobenen Bodens mit Wasser aus freier Hand, wie in den vorgenannten Fällen, umständlich und unzuverlässig ist, so sind zu dem Zwecke auch besondere Mischapparate zur Anwendung gekommen, die namentlich bei kompakteren Erdmassen erforderlich sein können. Ein solcher Apparat ist beispielsweise bei den Caissons der früher besprochenen Kaianlagen in **Antwerpen** zur Erweichung des aus kompakten Sandmassen bestehenden Bodens benutzt worden (Textfig. 117). Dieser Apparat bestand aus einem durch vier Arme an der Caissondecke aufgehängten viereckigen Kasten *A* in welchen der Boden von oben eingefüllt, und durch den aus zwei gezahnten Walzen bestehenden, mittels Handkurbel getriebenen Zerkleinerungsapparat gelockert wurde. Die so in den Kasten gefallenen Massen wurden durch Zuführung von Wasser erweicht, und durch Öffnen des Hahnes *H* durch das Rohr R_1 hinausgepresst. Die Wasserzufuhr geschah durch das mittels des Hahnes *H* absperrbare, durch eines der Betonrohre *B* emporgeführte Leitungsrohr *R* (ÖZ. 1886).

Digitized by Google

Wenn der Luftdruck in der Arbeitskammer zu gering ist, um die Massen im Blasrohr in Bewegung zu setzen, so kann eine Verstärkung der treibenden

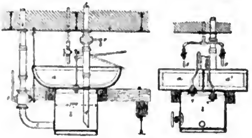
Fig. 117.



1 : 72

Mischapparat für die Blasrohrförderung bei der Kaimauergründung in Antwerpen.

Fig. 118. Fig. 118_a.



1 : 72

Blasrohr mit besonderer Druckluftzuführung bei der Gründung Thièlebrücke bei Yverdon.

Kraft in der bei der obigen Besprechung der Blasrohranlage der Lechbrücke bei Kaufering (Taf. 33, Fig. 12) angegebenen Weise erreicht werden. Eine bessere Wirkung wird jedoch erreicht, wenn die für das Blasrohr erforderliche Pressluft nicht von der Arbeitskammer, sondern durch eine besondere Rohrleitung unmittelbar vom Rezipienten der Luftpumpe entnommen wird. Eine solche von dem Ingenieur Simons konstruierte Vorrichtung (Textfig. 118 – 118_a) kam bei der Gründung der Thièlebrücke bei Yverdon (Schweiz) zur Anwendung. Hierbei wurde der Boden in die beiden offenen Behälter *a a'* geworfen und unter Wasserzusatz durch mit Hand betriebene Rührwerke flüssig gemacht. Alsdann wurde das Bodenventil *v* bzw. *v'* geöffnet und die Masse in den geschlossenen zylindrischen Behälter *b* abgelassen. Dieser stand durch das Rohr *c* mit der Druckluftleitung und durch das Blasrohr *d* mit der freien Luft in Verbindung, so dass durch Öffnen der diese beiden Rohre abschliessenden Hähne *f* und *e* der Behälter seines Inhalts entleert wurde. Der Hahn *f* war so angeordnet, dass er in der einen Stellung den Zutritt der Pressluft in die Arbeitskammer und in den Behälter *b*, in der anderen aber nur in den Behälter gestattete. Genügte daher der Druck der ersteren Stellung nicht, so wurde der Hahn umgestellt, also der Behälter in unmittelbare Verbindung mit den Kompressoren gebracht, durch deren Arbeit der Luftdruck beliebig bis zu dem für das Ausblasen erforderlichen Grad gesteigert werden konnte. Die Wasserzufuhr zu den Behältern *a a'* geschah durch die Zweigrohre *g g'* (Rs. –Hdl.).

D. Wahl der Gründungsart.

In jedem gegebenen Falle wird die Wahl der Gründungsart vorerst in besproschener Weise von den Boden- oder Wasserverhältnissen, ausserdem aber auch von verschiedenen anderen Umständen, wie vom Zwecke des Bau-

Digitized by Google

werkes, der Belastung der Fundamente, der Beschaffenheit der verfügbaren Baumaterialien und Hilfsmittel, dem verfügbaren Anlagekapital, der zur Herstellung der Fundamente verfügbaren Zeit usw. abhängen.

Nachdem im Vorhergehenden die bei verschiedenen Boden- und Wasserverhältnissen anwendbaren Gründungsarten besprochen worden sind, möge zur Gewinnung einer besseren Übersicht über dieselben noch die folgende Zusammenstellung gegeben werden:

I. Wasser nicht vorhanden.

a. Boden an der Oberfläche fest.

1. Bei festem Felsen: unmittelbares Aufführen des Mauerwerks.
2. Bei lockerem Boden: Niederführung des Mauerwerks unter die Frostgrenze.

b. Boden in erreichbarer Tiefe fest.

1. Aufgraben bis zum festen Boden und unmittelbares Aufführen des gesamten Mauerwerks.
2. Aufgraben bis zum festen Boden behufs Aufführung einzelner gemauerter Pfeiler, und obere Verbindung derselben durch Gewölbe (Erdbögen).
3. Senkbrunnen.
4. Sandpfeiler, Betonpfeiler, Beton- und Eisenbetonpfähle, eiserne Pfähle, event. hölzerne Pfähle für Bauwerke von kleinerer Dauer.

c. Fester Boden nicht erreichbar.

1. Verbreiterung des Fundamentfusses.
2. Sandschüttung.
3. Betonschüttung.
4. Umgekehrte Gewölbe.
5. Komprimierung des Bodens durch sog. Rammbeton.

II. Grundwasser vorhanden.

A. *Baugrube trockenzulegen.*

a. Boden in erreichbarer Tiefe fest.

1. Wie bei I. b.
2. Hölzerne Pfähle mit Rost oder mit Betonschüttung.

b. Fester Boden nicht erreichbar.

1. Wie bei I. c.
2. Liegender Rost.

Digitized by Google

3. Verdichtungspfähle.
4. Reibungspfähle mit Rost oder Betonschüttung.

B. ***Baugrube nicht trockenzulegen.***

a. Boden in erreichbarer Tiefe fest.

1. Wie bei II. A. a. 2.
2. Senkbrunnen.
3. Druckluftgründung.
4. Gefriergründung.

b. Fester Boden nicht erreichbar.

Wie bei I. c. 1—3.

III. Offenes Wasser vorhanden.

A. ***Baugrube trockenzulegen.***

1. Wie bei I.
2. Betonschüttung behufs Abdichtung der Sohle.

B. ***Baugrube nicht trockenzulegen.***

a. Boden an der Oberfläche fest.

1. Unmittelbare Gründung mittels Trockenmauerwerk, Betonsäcke, Sinkstücke, Steinschüttung, offener Betonschüttung.
2. Steinkisten.
3. Betonschüttung zwischen Spundwänden.
4. Senkkasten.

b. Boden in erreichbarer Tiefe fest.

1. Ausbaggern bis zum festen Boden und dann wie bei III. B. a.
2. Hölzerne Pfähle mit Rost, Senkkasten, oder mit Betonschüttung.
3. Beton- und Eisenbetonpfähle.
4. Eiserne Pfähle.
5. Senkbrunnen.
6. Druckluftgründung.

c. Fester Boden nicht erreichbar.

1. Reibungspfähle mit Rost oder Betonschüttung.
2. Senkkasten von entsprechend grosser Grundfläche mit Boden als liegendem Rost.
3. Steinschüttung.
4. Steinkisten.

Digitized by Google

Behufs näherer Wahl der in einem gegebenen Falle anzuwendenden Gründungsart, mögen noch folgende Anhaltspunkte dienen:

Nach den bei der Erbauung der Berliner Stadtbahn gemachten Erfahrungen, empfiehlt sich bei Sandboden in der Regel bis zu 3 m Tiefe unmittelbares Mauern ohne Spundwände, bzw. bei höherem Wasserstand zwischen Spundwänden mit Sohlstücken. Bei Tiefen von 3 bis 7 m wurden Gründungen auf Beton zwischen Spundwänden oder mittels Senkbrunnen annähernd gleich vortheilhaft, dagegen bei Tiefen über 7 m der Pfahlrost billiger befunden (Rh.).

Da die Grösse der Grundfläche des Fundaments der Tragfähigkeit des Bodens entsprechen soll, so sind bei einer Bodenart, wo sich bei vorhandenem Wasser unter einer wenig festen Schicht ein Boden von grösserer Tragfähigkeit befindet, für grössere Belastungen namentlich die Brunnen- und Druckluftgründung (wobei der Boden durch einzelne Pfeiler voll belastet, also dessen Tragfähigkeit voll ausgenutzt wird) zu empfehlen, während bei einem weniger festen Boden, der eine Verbreiterung des Fundaments erfordert, ein innerhalb eines Fangdammes hergestelltes Betonfundament zweckmässiger sein kann.

Nachdem bei der Druckluftgründung die Beschaffung der kostspieligen Geräte etwa 30 % der gesamten Gründungskosten beansprucht, so vermindern sich bei dieser Gründungsart die Einheitskosten erheblich mit zunehmender Tiefe und Pfeilerzahl, während bei den übrigen Gründungsarten die Kosten mit zunehmender Tiefe wachsen. Die Druckluftgründung hat auch den Vorteil, dass sie sich rascher ausführen lässt, und daher vom Hochwasser und anderen Zufälligkeiten weniger abhängig ist.

Aus der nachfolgenden Zusammenstellung sind nach Funk und Brennecke (DB. 1877, S. 72—1882, S. 589, 602—1887, S. 412) die durchschnittlichen Gründungskosten von 20 nach verschiedenen Methoden gegründeten Brücken zu entnehmen. Hierbei bedeutet t den Abstand der Fundamentsohle vom niedrigsten Wasserspiegel, ausser bei Betonfundamenten ohne Pfähle, wo wegen des günstigen Einflusses der Spundpfähle gegen eine Zerstörung durch Unterspülung, t jenen Abstand + 1 m, und bei Fundamenten mit Pfählen aus gleichem Grunde, jenen Abstand + $^2/_3$ der Pfahllänge bis zur Betonsohle bedeutet. G ist die Grundfläche des Fundaments, ausser beim Betonfundament, wo dies die Grundfläche des Mauerwerks bedeutet, $V = Gt$ der Rauminhalt des Fundaments und k der Durchschnittspreis pro 1 cbm desselben.

1. Gründungen auf Beton zwischen Spund- oder Pfahlwänden.

5 Brücken, $t = 3{,}5$—$8{,}6$, $G = 74{,}3$—$221{,}2$ qm, $k = 100{,}1$—$149{,}5$ Mk.
Im Mittel $t = 6{,}02$ m, $G = 126{,}5$ qm, $k = 116{,}0$ Mk.

Digitized by Google

II. Gründungen auf Beton und Pfahlrost zwischen Spundwänden.

6 Brücken, $t = 4{,}92-9{,}95$ m, $G = 61{,}1-163$ qm, $k = 81{,}8-158{,}6$ Mk.
Im Mittel $t = 7{,}15$ m, $G = 114{,}7$ qm, $k = 121{,}3$ Mk.

III. Gründungen auf Senkbrunnen.

4 Brücken, $t = 5{,}4-7{,}5$ m, $G = 34{,}6-94$ qm, $k = 43{,}8-112$ Mk.
Im Mittel $t = 6{,}83$ m, $G = 53{,}5$ qm, $k = 86{,}6$ Mk.

IV. Druckluftgründungen.

5 Brücken, $t = 12{,}5-15{,}7$ m, $G = 64{,}7-106$ qm, $k = 81{,}4-145{,}0$ Mk.
Im Mittel $t = 13{,}56$ m, $G = 81{,}6$ qm, $k = 106{,}0$ Mk.

Aufgrund dieser Durchschnittskosten und anderer Untersuchungen wird von Brennecke die nachfolgende Tabelle für die Grenzen der vorteilhaftesten Verwendung der verschiedenen Gründungsarten aufgestellt:

1. u. 2. Bodenklasse		3. Bodenklasse.			4. Bodenklasse		5. Bodenklasse
$t \leqq 4$ m	$t > 4$ m	$t < 4$ m	$t \begin{smallmatrix}< 4 \text{ m}\\ > 8 \text{ m}\end{smallmatrix}$	$t > 8$ m	$t \leqq 6$ m	$t > 6$ m	
Betongründung.	Brunnengründung.	Betongründung	Brunnengründung mit Druckluftgründung vereinigt.		Brunnen- u. Druckluftgr. vereinigt.		Reine Druckluftgründung.
Brunnengründung.		Brunnengründung.		Reine Druckluftgründung.	Reine Druckluftgründung.		

Hierin bezeichnet Bodenklasse 1 einen ganz gleichmässigen Sand-, Lehm- und gemischten Boden ohne nennenswerte Hindernisse, Bodenklasse 2 desgl. einen Boden, in dem sich vereinzelte Steine oder Holzstücke, jedoch nicht von besonderer Grösse, vorfinden, Bodenklasse 3 desgl. einen Boden, in welchem diese Hindernisse häufiger und Bodenklasse 4 einen solchen, in welchem dieselben massenhaft auftreten, in beiden Bodenarten aber von geringerer Grösse, so dass sie leicht zu entfernen sind. Bodenklasse 5 endlich bezeichnet einen Boden, in welchem die Hindernisse sehr häufig vorkommen und zugleich von bedeutender Grösse sind (vgl. HZ. 1882, S. 493 – Rž. S. 58, 94, 106, 108, 112).

Digitized by Google

DER GRUNDBAU.

NACH DEN VORTRÄGEN,

GEHALTEN AM

FINNLÄNDISCHEN POLYTECHNISCHEN INSTITUTE IN HELSINGFORS

VON

M. STRUKEL,

PROFESSOR DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

ZWEITE AUFLAGE.

ATLAS.

HELSINGFORS,
FÖRLAGSAKTIEBOLAGET HELIOS.

LEIPZIG,
A. TWIETMEYER.

1906.

Digitized by Google

Digitized by Google

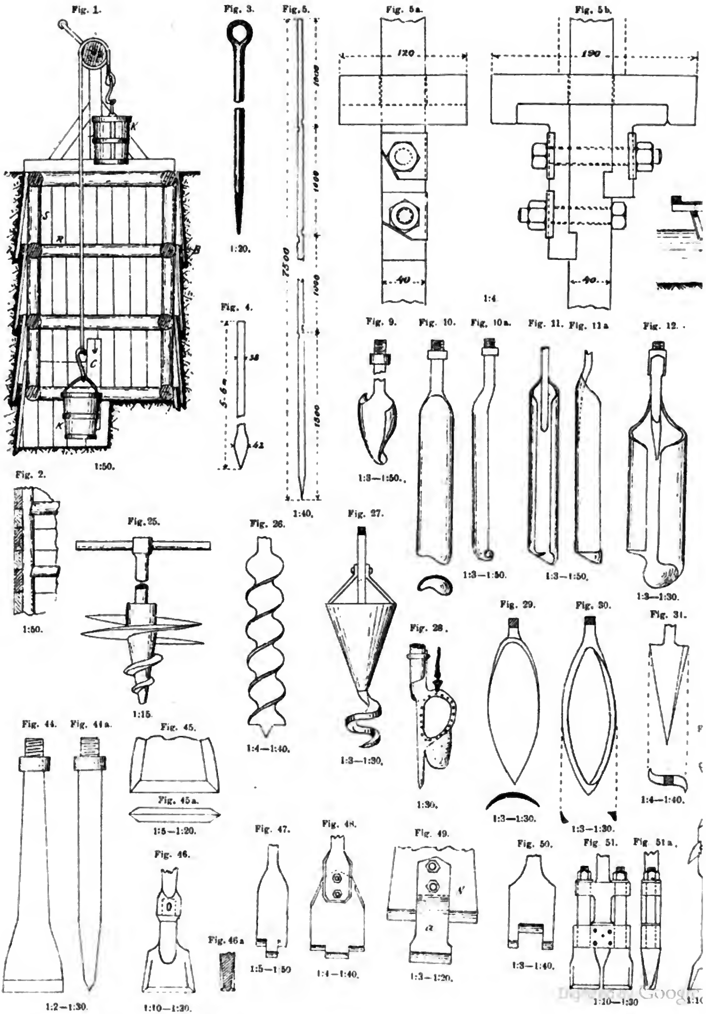
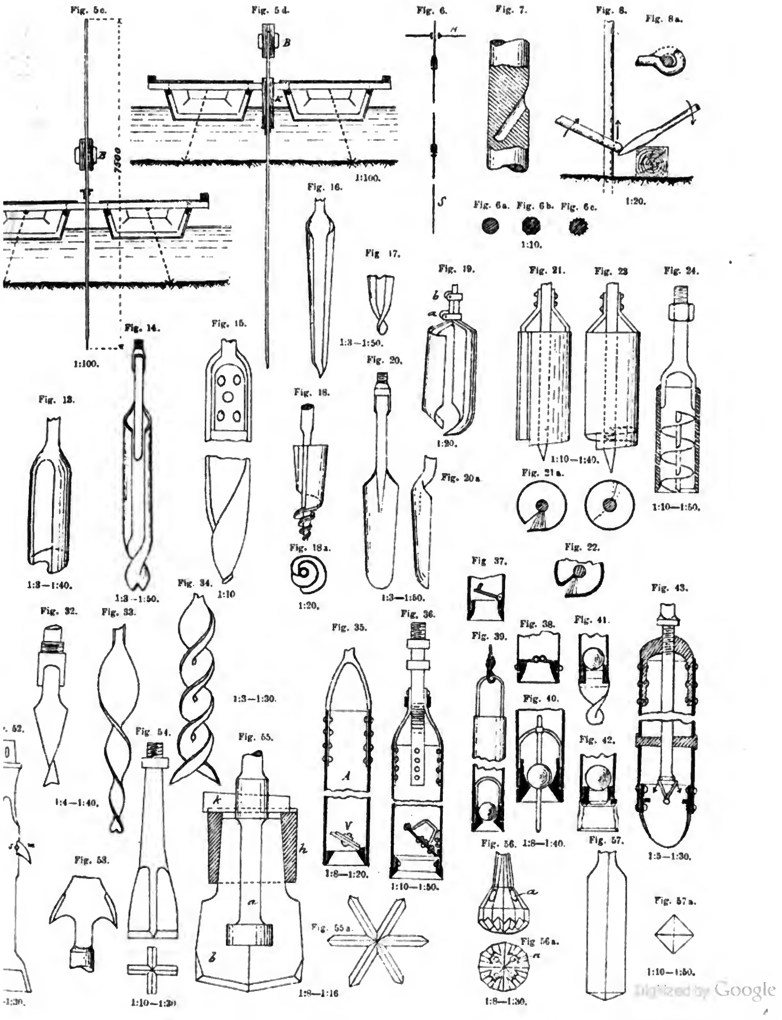
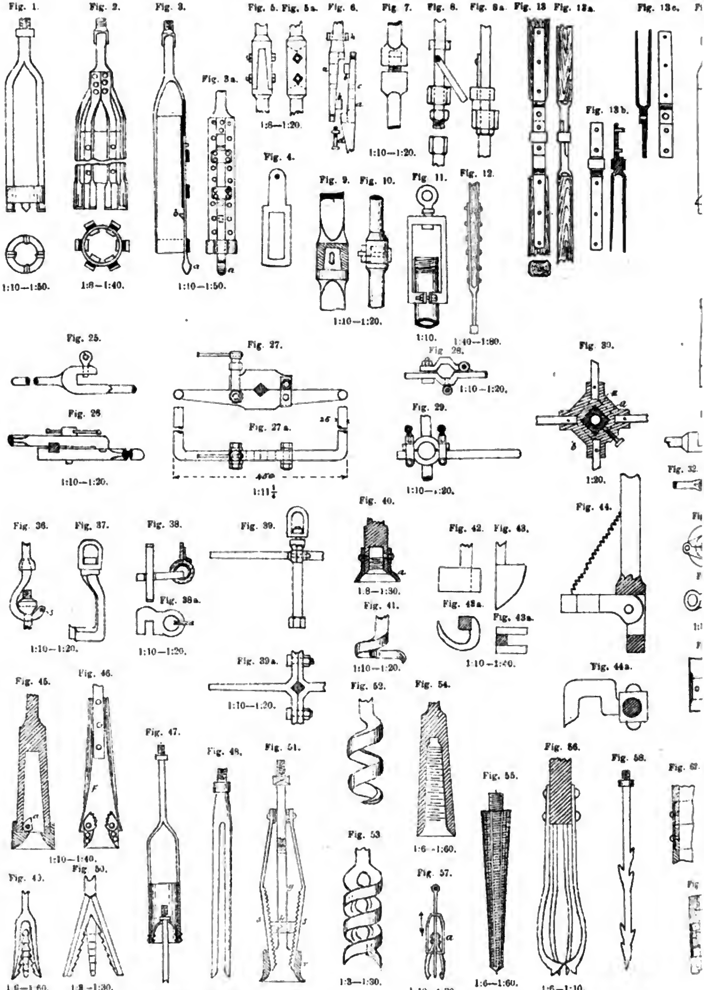


Fig. 1.
K
S
R
B
C
K
1:50.
Fig. 2.
1:50.
Fig. 3.
1:20.
Fig. 4.
5·6 m
38
42
Fig. 5.
7500
1800
1000
1000
1800
1:40.
Fig. 5a.
120
40
Fig. 5b.
190
40
1:4.
Fig. 9.
1:3—1:50.
Fig. 10.
Fig. 10a.
1:3—1:50.
Fig. 11.
Fig. 11a
1:3—1:50.
Fig. 12.
1:3—1:30.
Fig. 25.
1:15.
Fig. 26.
1:4—1:40.
Fig. 27.
1:3—1:30.
Fig. 28.
1:30.
Fig. 29.
1:3—1:30.
Fig. 30.
1:3—1:30.
Fig. 31.
1:4—1:40.
Fig. 44.
Fig. 44a.
1:2—1:30.
Fig. 45.
Fig. 45a.
1:5—1:20.
Fig. 46.
Fig. 46a
1:10—1:30.
Fig. 47.
1:5—1:50
Fig. 48.
1:4—1:40.
Fig. 49.
1:3—1:20.
Fig. 50.
1:3—1:40.
Fig. 51.
Fig. 51a.
1:10—1:30

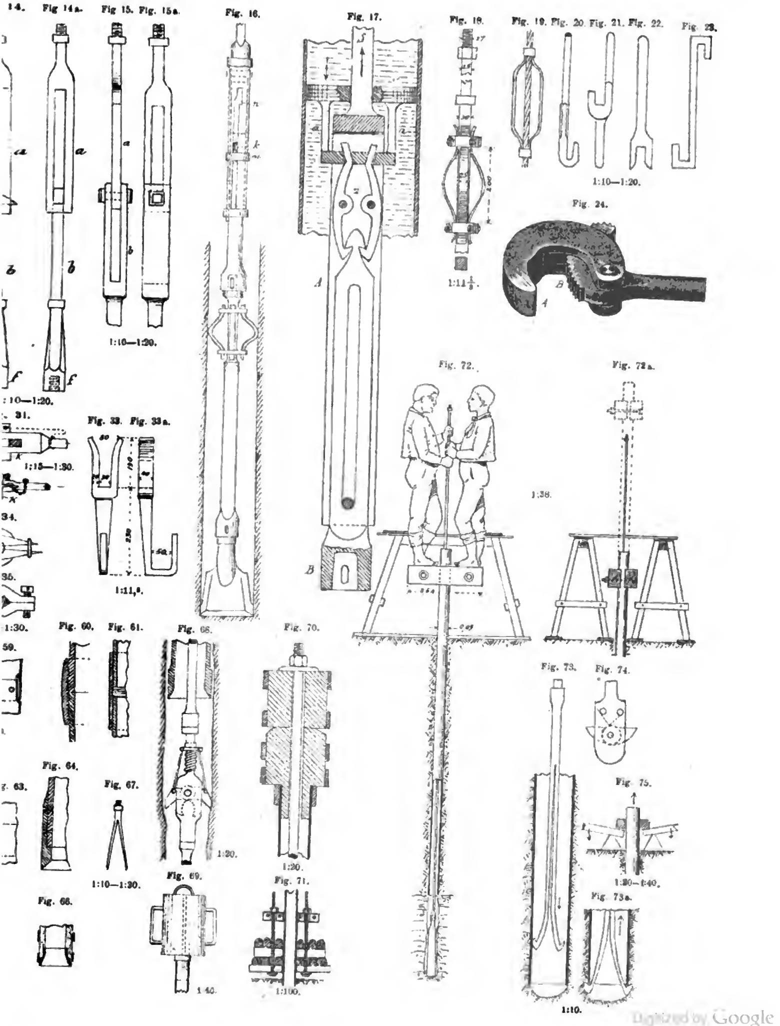


Digitized by Google

Digitized by Google



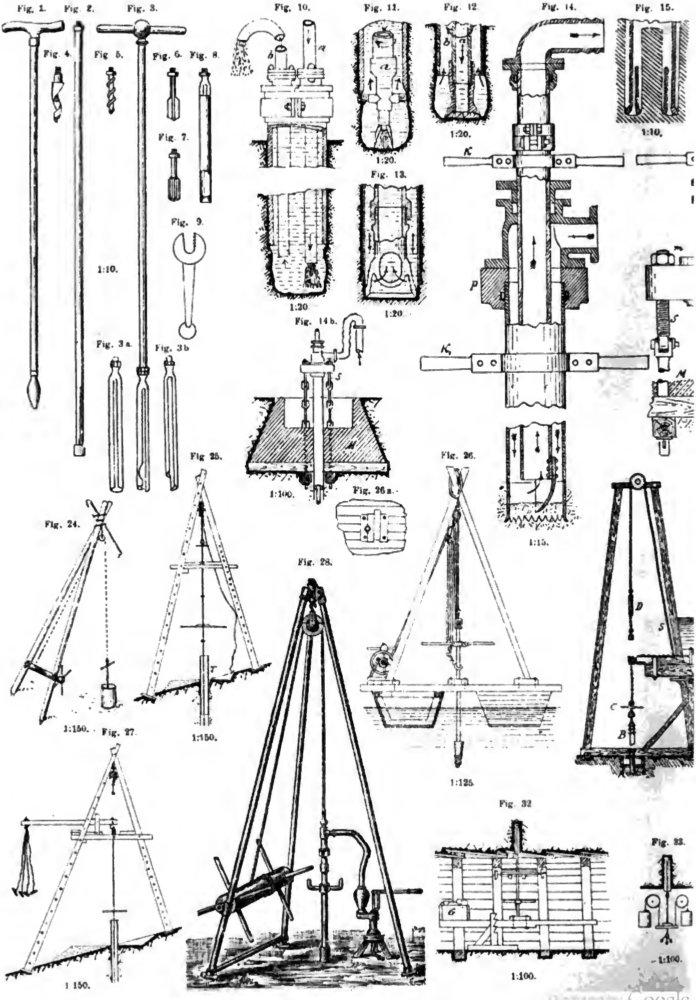
Digitized by Google



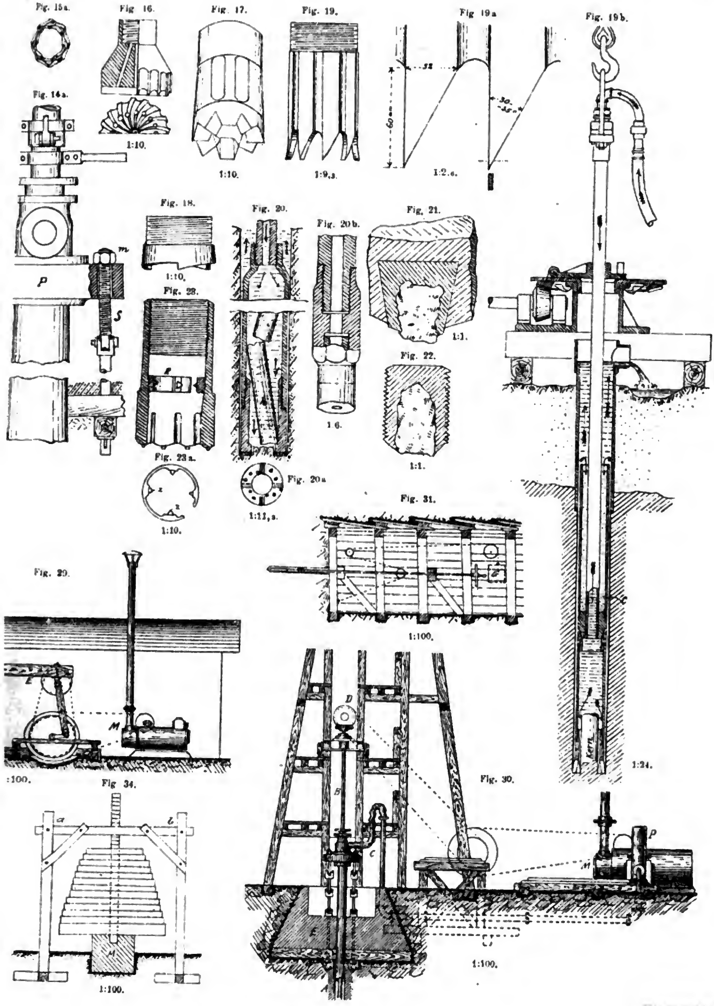
Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google



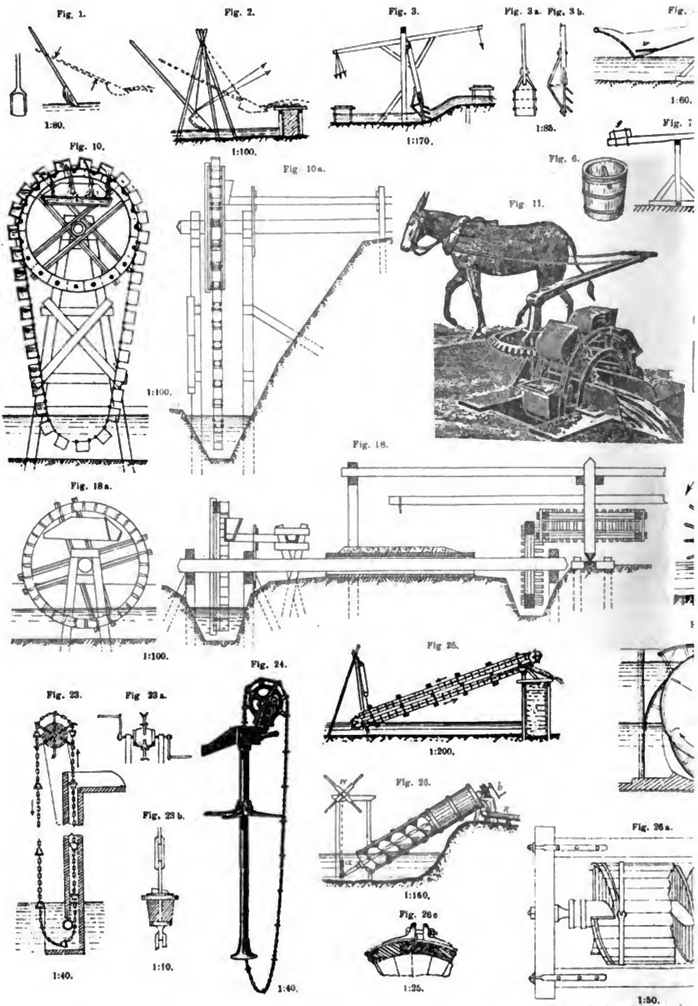
Digitized by Google



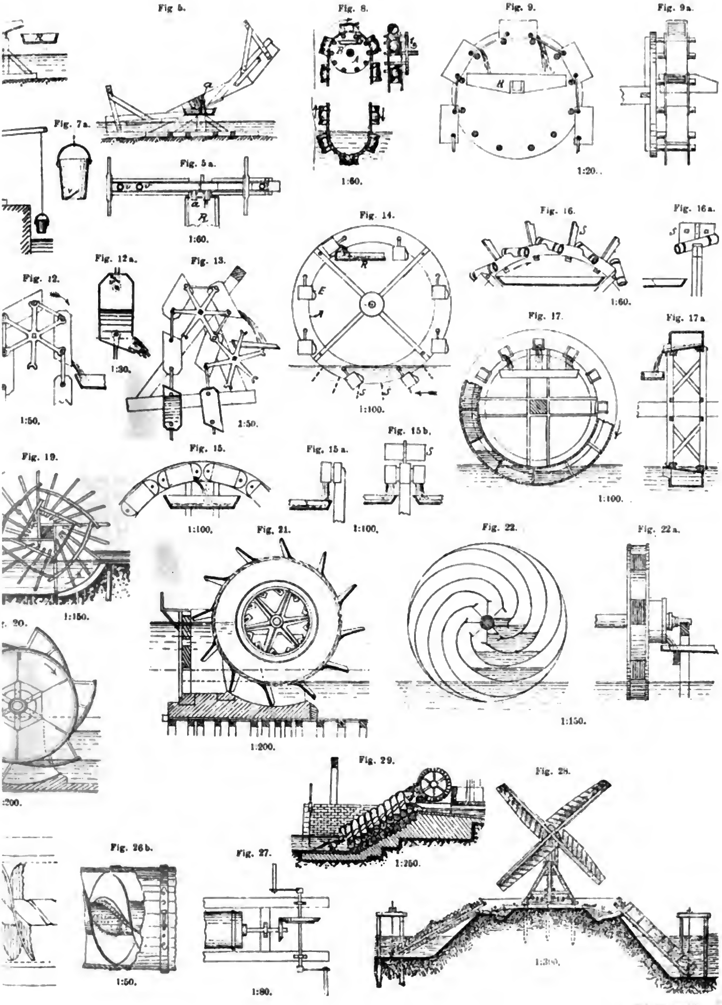
Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google



Digitized by Google



Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google

Fig. 1.



Fig. 3.



1:50. 1:50.

Fig 1a.



1:30.

Fig. 1b.



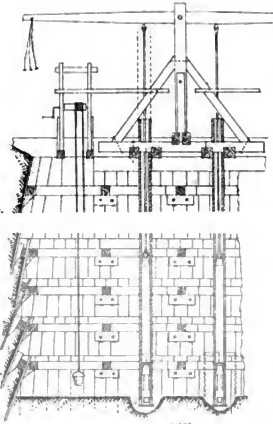
1:15.

Fig. 2.



1:15

Fig 5



1:100.

Fig. 4.



1:15.

Fig. 6.

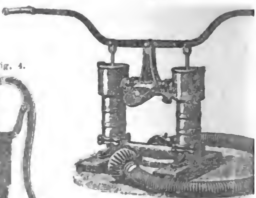
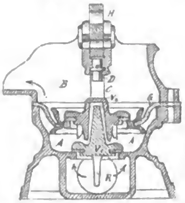




Fig. 10.



1:8.

Fig. 11 a

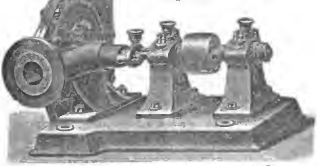


Fig. 11 b

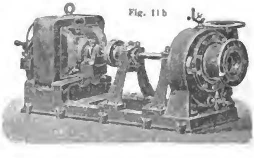


Fig. 13.

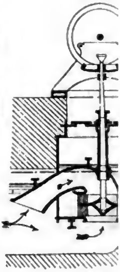
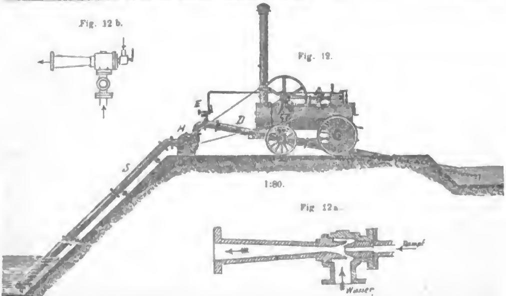
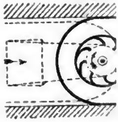


Fig. 12 b. Fig. 12. Fig 12a.



1:80.

Fig. 1



Digitized by Google









Fig. 7a.

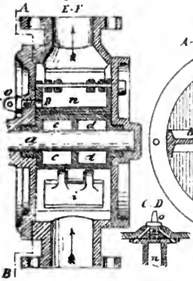
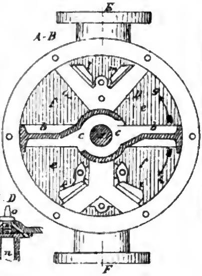


Fig. 7



1:8.

Fig. 7b.

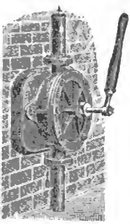
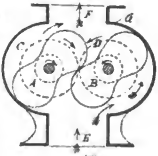
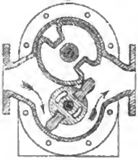


Fig. 8.



1:8.

Fig. 9.



1:8.

Fig. 10c.

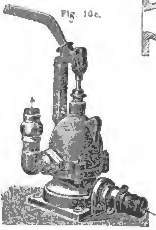


Fig. 10b.

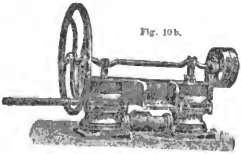
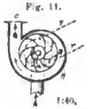


Fig. 11.



1:40.

Fig. 14.

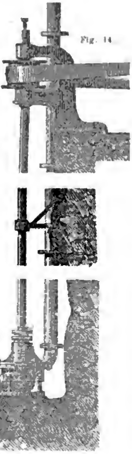


Fig. 15.

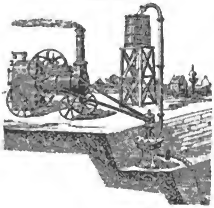
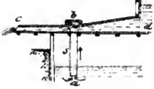


Fig. 16.



1:200.

Fig. 18a.

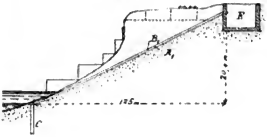


Fig. 17.

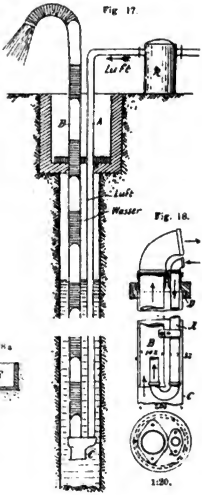


Fig. 18.

1:20.

Digitized by Google

Digitized by Google

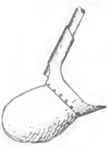
Digitized by Google

Fig. 1.



1:40.

Fig. 2



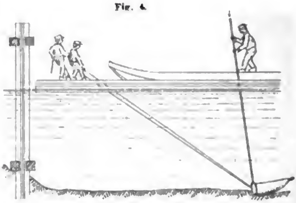
1:40.

Fig. 3



1:40.

Fig. 4.



1:150.



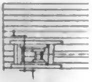
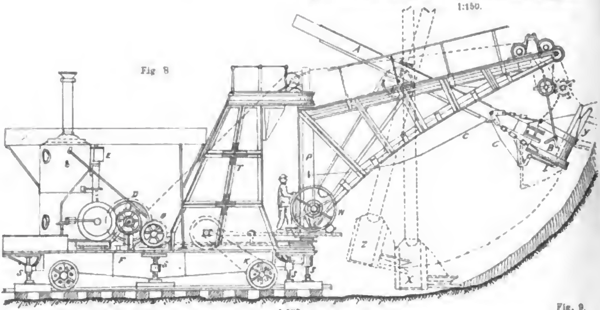
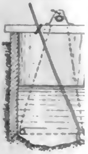


Fig. 8



1:100.

Fig. 10.



1:200.

Fig. 9.

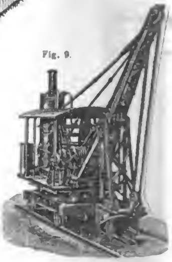
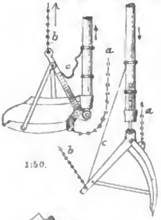


Fig. 15. Fig. 15a.



1:50.

Fig. 15c.

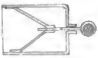


Fig. 15b.

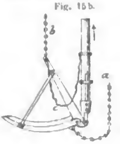


Fig. 16.

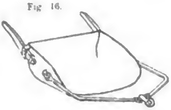


Fig. 17a.

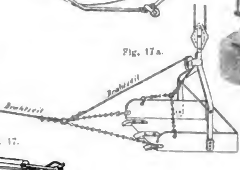


Fig. 17.

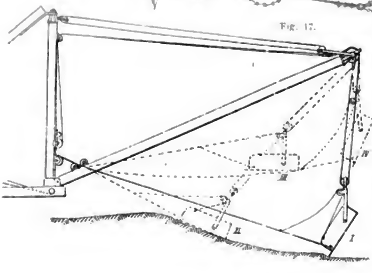
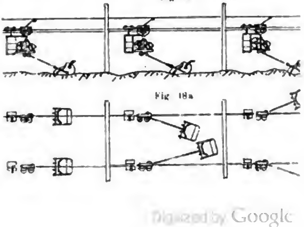
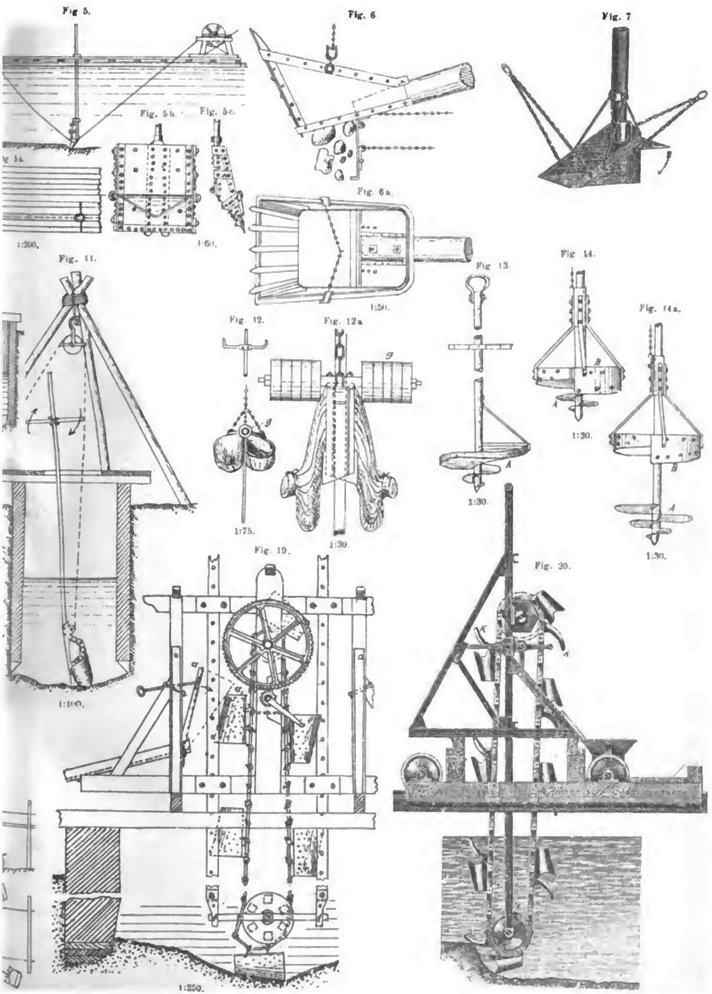


Fig. 18.

Fig. 18a.



Digitized by Google



Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google

Fig. 1.

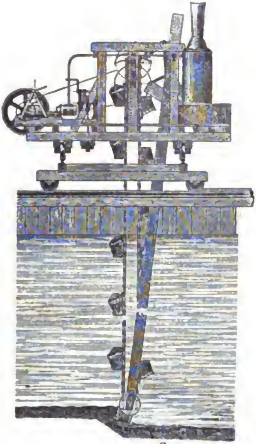
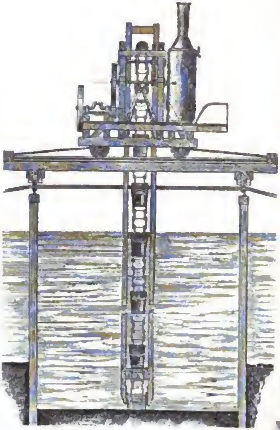


Fig 1a



1:100.



Fig. 8.

Fig. 7.

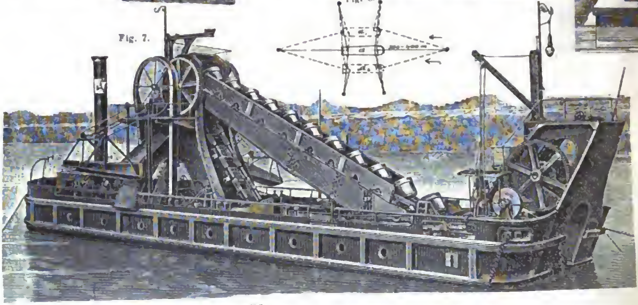
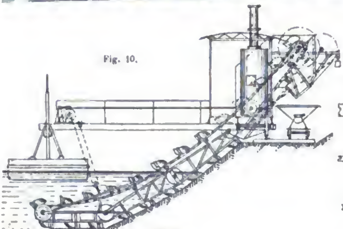




Fig. 10.



1:150.

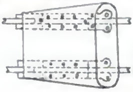
Fig. 11.



Fig. 11a.

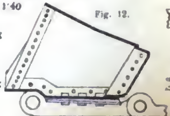


Fig. 11b.



1:40

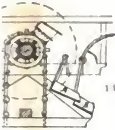
Fig. 12.



1:30.

Digitized by Google

Fig. 2.



1:90.

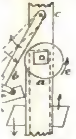


Fig. 4.

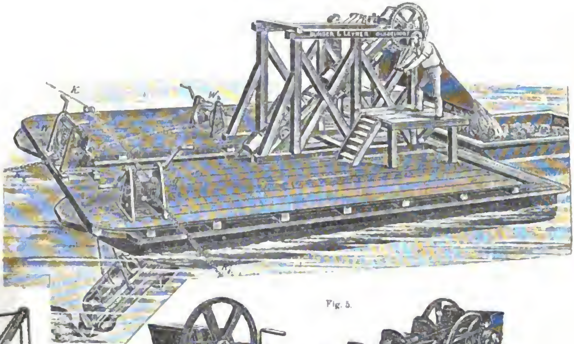
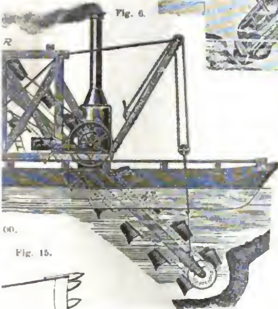


Fig. 6.



00.

Fig. 5.

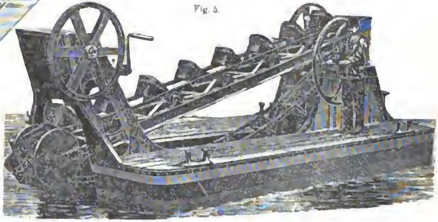


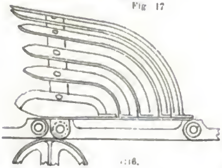
Fig. 15.



Fig. 16.

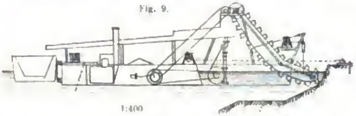


Fig. 17.



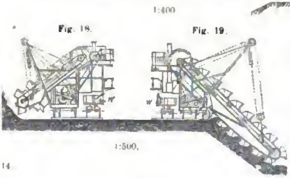
:16.

Fig. 9.



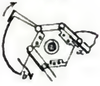
1:400

Fig. 18. Fig. 19.



1:500.

Fig. 19a.



1:150.

Fig. 13.

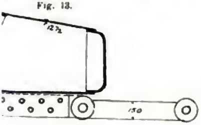


Fig. 14.

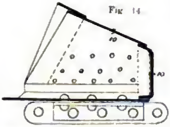
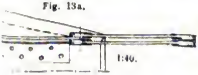


Fig. 13a.



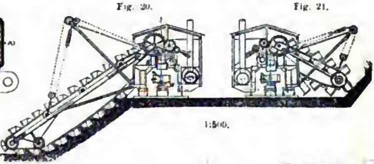
1:40.

Fig. 14a.



1:24.

Fig. 20. Fig. 21.



1:500.

Digitized by Google

Digitized by Google

LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY

Digitized by Google

Fig. 1.

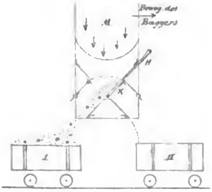


Fig. 2.

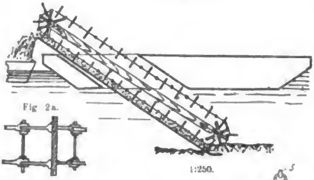


Fig. 2a.

1:250.



Fig. 6b.

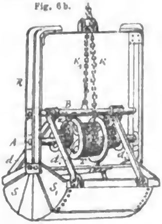
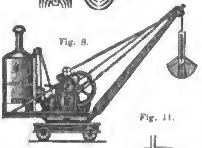


Fig. 7. Fig. 7a.

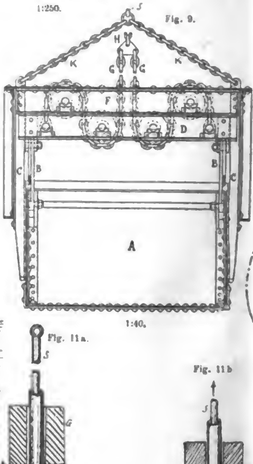


Fig. 8.



1:100.

Fig. 9.



1:40.

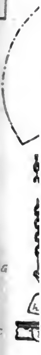


Fig. 10.

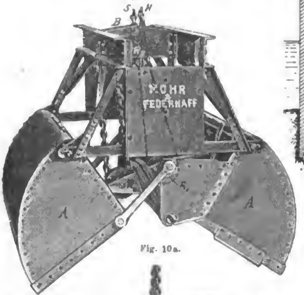


Fig. 10a.

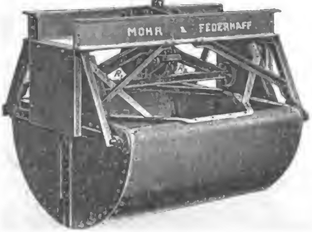
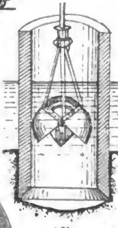


Fig. 11.



1:75.

Fig. 11a.

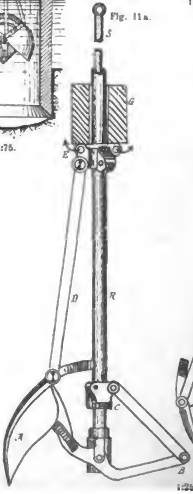
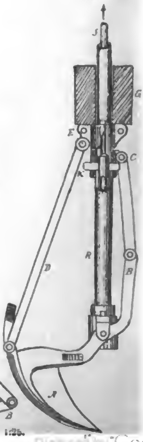


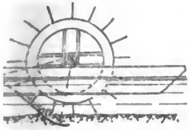
Fig. 11b



1:25.

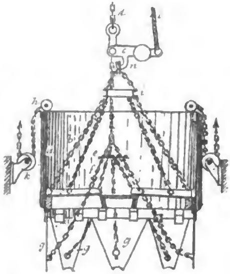
Digitized by Google

Fig. 3.



1:250.

Fig. 4.



1:50.

Fig. 6.

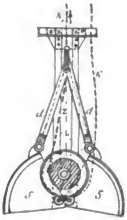
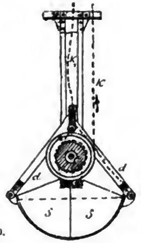


Fig. 6a.



1:50.

Fig. 9a

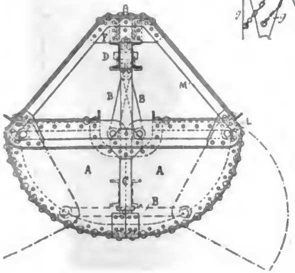
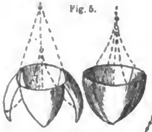


Fig. 5.



1:100.

Fig. 12.

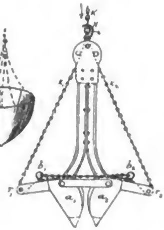


Fig. 12a.

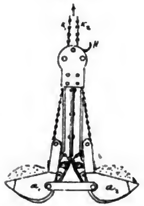


Fig. 13c.



Fig. 13d.

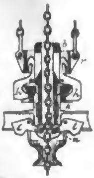


Fig. 13e.

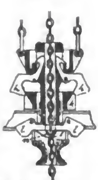


Fig. 14.

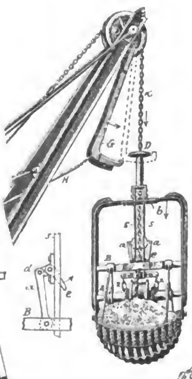
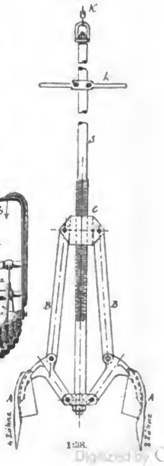


Fig. 15.



1:38.

Fig. 13.

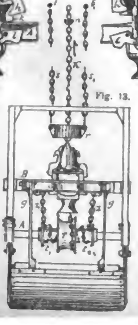


Fig. 13a.

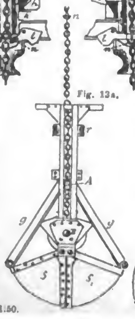
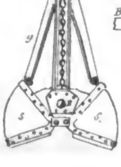


Fig. 13b.



1:50.

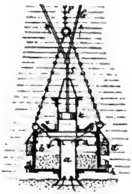
Digitized by Google

Digitized by Google

UNIVE
OF
CALIFOR

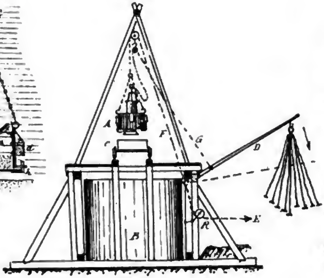
Digitized by Google

Fig. 1.



1:70.

Fig. 2.



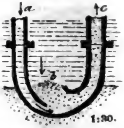
1:200.

Fig. 3.



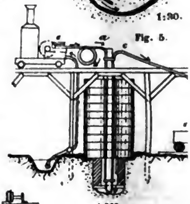
1:20.

Fig. 4.



1:30.

Fig. 5.



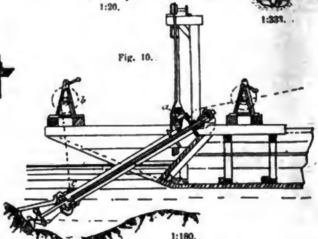
1:333.

Fig. 10a.



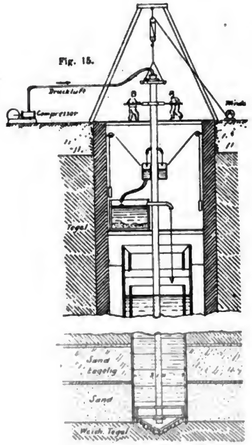
1:60.

Fig. 10.



1:180.

Fig. 15.



1:260.

Fig. 16.



Fig. 16a.



Fig. 17.



Fig. 17a.



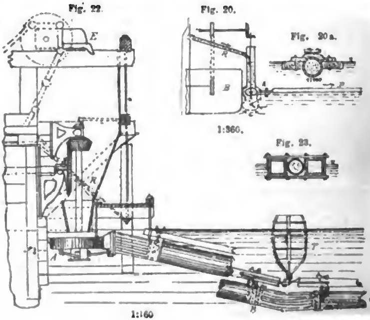
Fig. 18.



Fig. 18a.



Fig. 22.



1:160

Fig. 20.

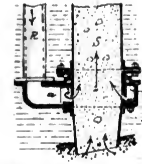
1:360.

Fig. 20a.

Fig. 23.

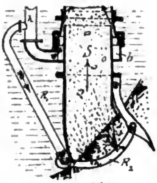
Digitized by Google

Fig. 6.



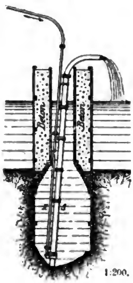
1:20.

Fig. 7.



1:20.

Fig. 8.



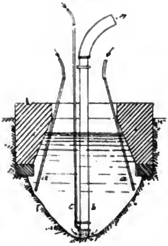
1:200.

Fig. 9a.



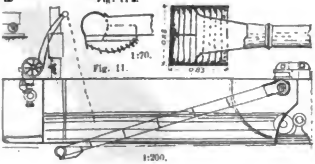
1:100.

Fig. 9.



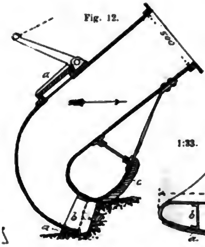
1:250.

Fig. 11a. Fig. 11b. Fig. 11.



1:70. 1:200.

Fig. 12. Fig. 12a.



1:33.

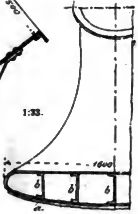
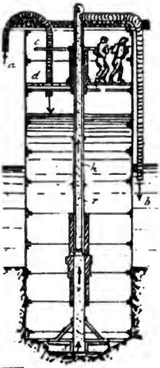


Fig. 13.



1:180.

Fig. 14.

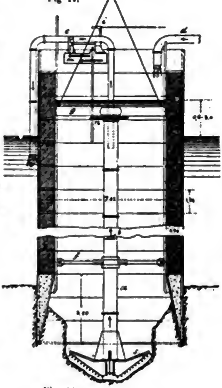
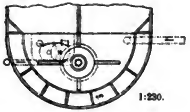


Fig. 14a.



1:230.

Fig. 19.



1:150.

Fig. 21.

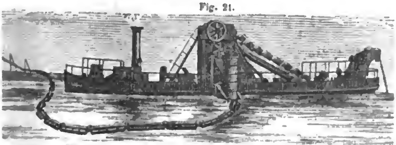
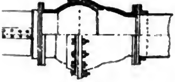
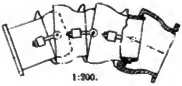


Fig. 24.



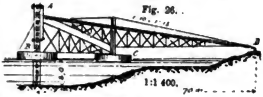
1:44.

Fig. 25.



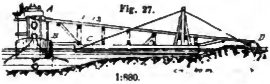
1:200.

Fig. 26.



1:1400.

Fig. 27.



1:880.

Digitized by Google

CALIFORNIA

Digitized by Google

UNIVERSITY OF CALIFORNIA

Digitized by Google

Fig. 1.



Fig. 1c.

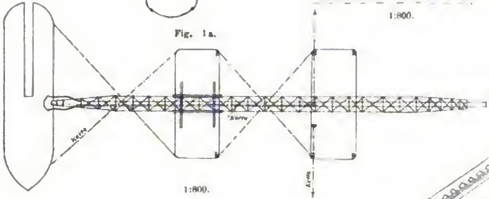


Fig. 1b.



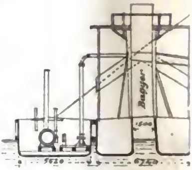
1:800.

Fig. 1a.



1:800.

Fig. 2.



1:300.

Fig. 6.

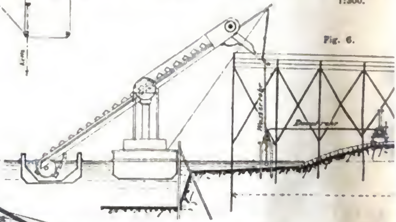


Fig. 5.

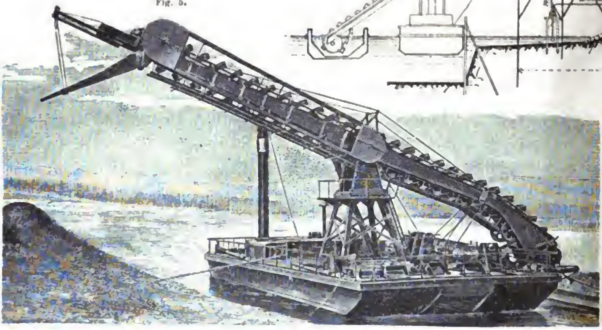
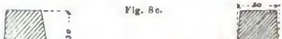


Fig. 8c.



1:3.

Fig. 7.

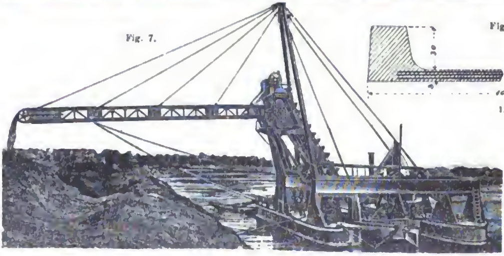


Fig. 9



Digitized by Google

Fig. 3.

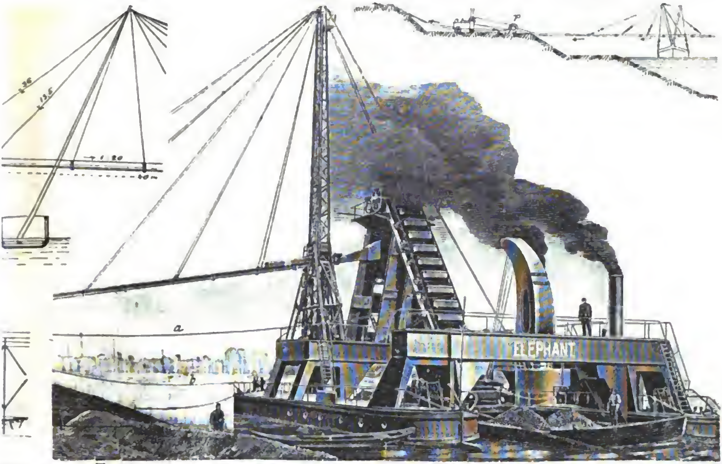


Fig. 4.

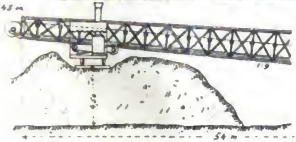
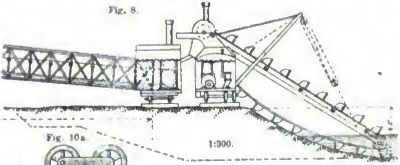


Fig. 8.



1:300.

Fig. 8a.

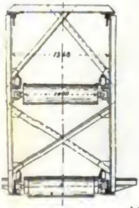


Fig. 8b.

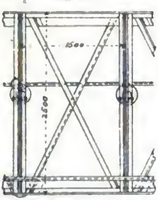


Fig. 10a

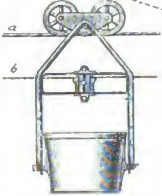
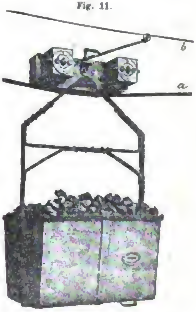


Fig. 11.



1:60.

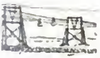


Fig. 10.



Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google

Fig. 1.

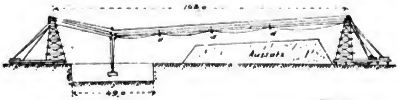
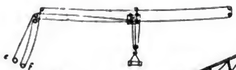


Fig. 1 b.



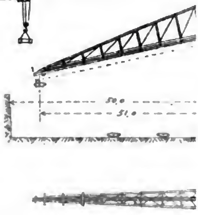


Fig. 1 a.

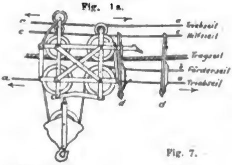
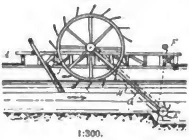


Fig. 6.



1:300.

Fig. 8.

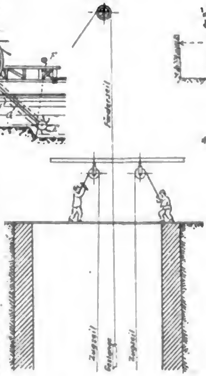
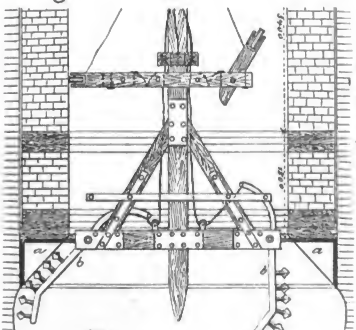


Fig. 7.



1:60

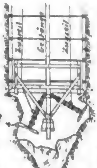
Fig. 9.



1:100.

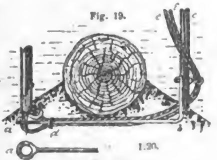
Fig. 1





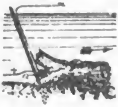
1:177.

Fig. 19.



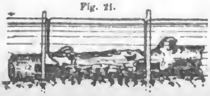
1:20.

Fig. 20.



1:60.

Fig. 21.



1:60.

Fig. 22.

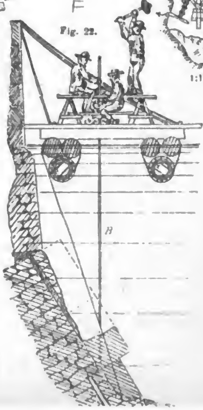
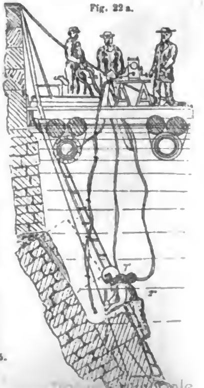
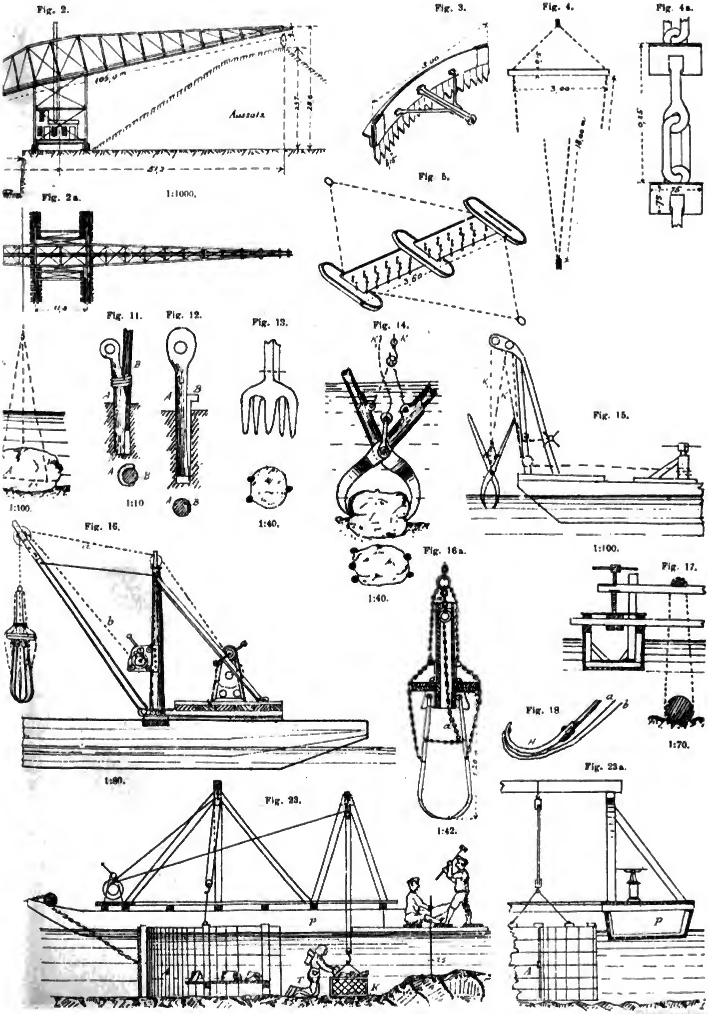


Fig. 22 a.



1:105.

Digitized by Google

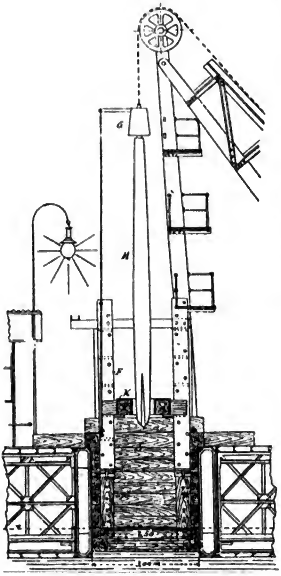


Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google

Fig. 1.



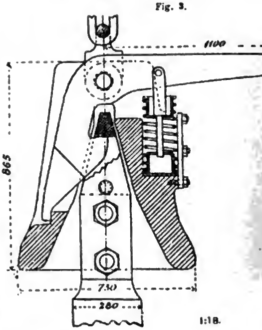
1:122.

Fig. 2. Fig. 2a.



1:122.

Fig. 3.



1:18.

Fig. 3a.

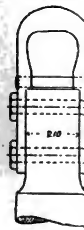
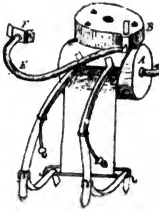
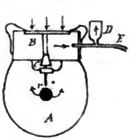


Fig. 5.



1:30.

Fig. 5a.



1:15.

Fig. 9.



Fig. 10.



Fig. 11.



Fig. 12.



Fig. 12a.



1:20.

Fig. 13.



Fig. 13a.



1:30.

Fig. 14.



Fig. 14a.



1:26.

Fig. 25.



Fig. 9a.



1:30.

Fig. 10a.



1:30

Fig. 11a.



1:30.

Fig. 15.



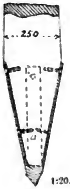
1:25.

Fig. 16.



1:25.

Fig. 17.



1:20.

Fig. 18.

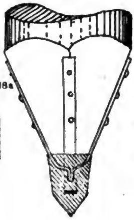


Fig. 18a.



1:20.

Fig. 19.



1:10.

Fig. 20.



1:30.

Fig. 21.



1:20.

Fig. 22.



1:15.

Digitized by Google

Fig. 4.



Fig. 4a.



Fig. 6.

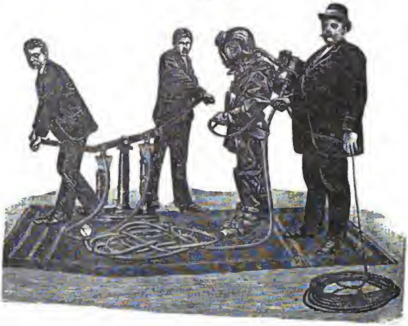
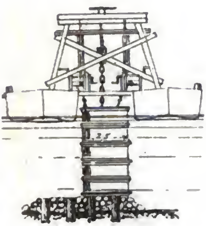
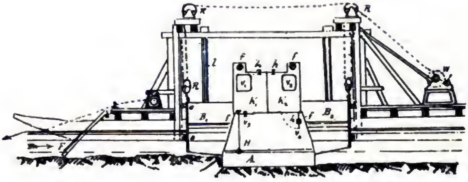


Fig. 7.



1:250.

Fig. 8.



1:200.

Fig. 26.



Fig. 26a.



1:25.

Fig. 27.



1:25.

Fig. 28.



1:25.

Fig. 29.



1:25.

Fig. 36.

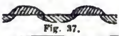
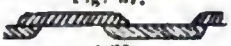


Fig. 37.



1:30.

Fig. 38.



1:30.

Fig. 39.

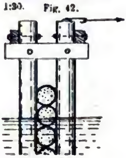


Fig. 40.



1:30.

Fig. 42.



1:70.

Fig. 30.



1:25.

Fig. 31.



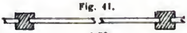
1:25.

Fig. 35.



1:30.

Fig. 41.



1:30.

Fig. 43.



1:30.

Fig. 23.



Fig. 32.



1:25.

Fig. 33.



1:40.

Fig. 24.



1:20.

Fig. 44.



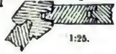
1:30.

Fig. 45.



1:25.

Fig. 47.



1:25.

Fig. 23a.



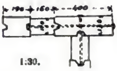
1:20.

Fig. 34.



1:50.

Fig. 46.



1:30.

Fig. 48.



1:25.

Fig. 49.

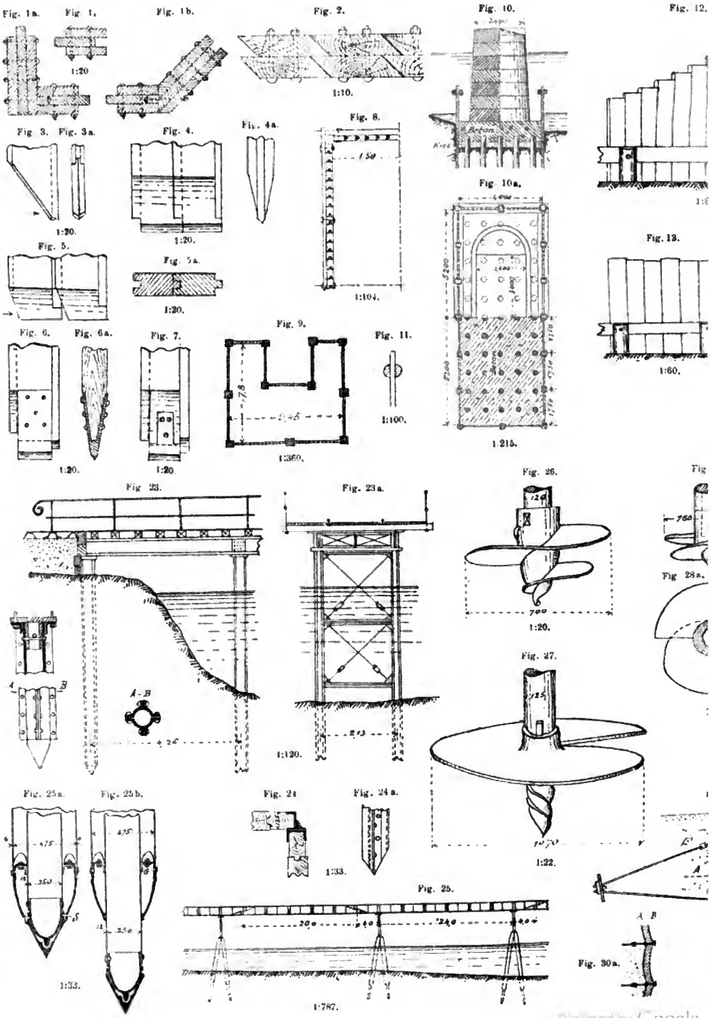


1:25.

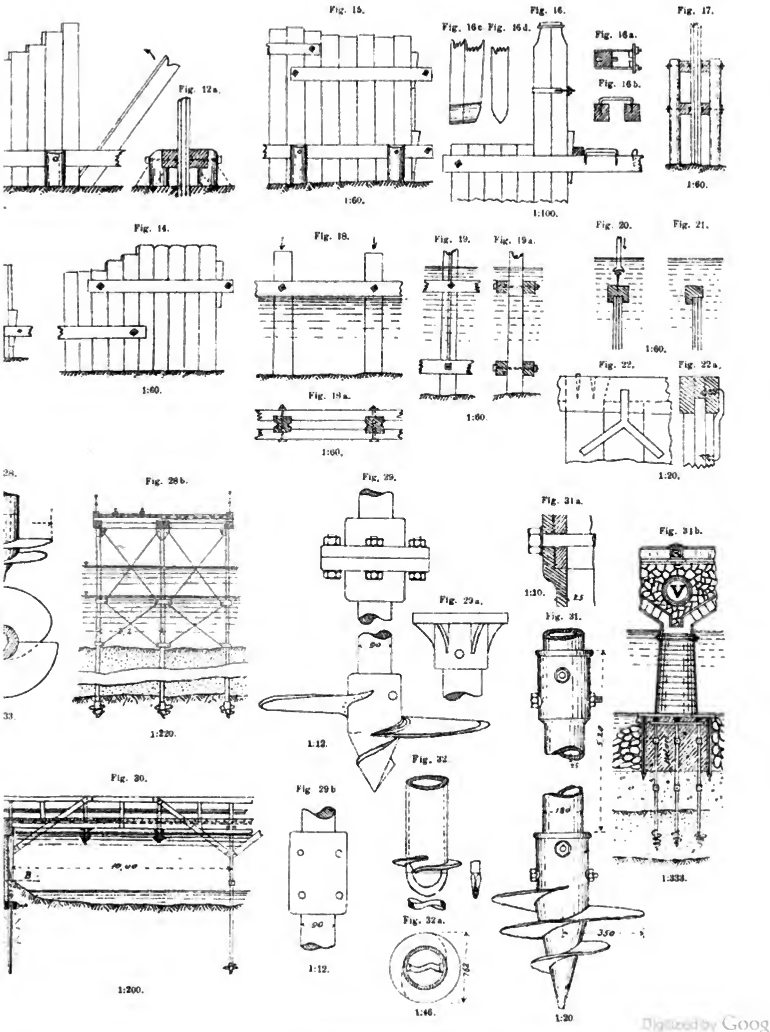
Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google



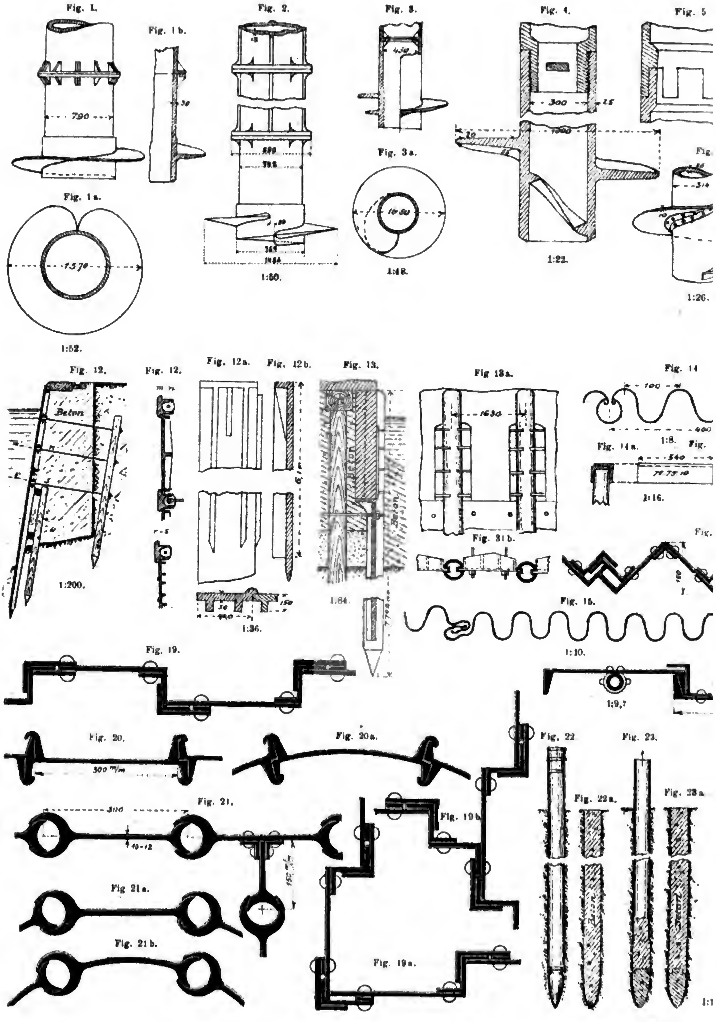
Digitized by Google



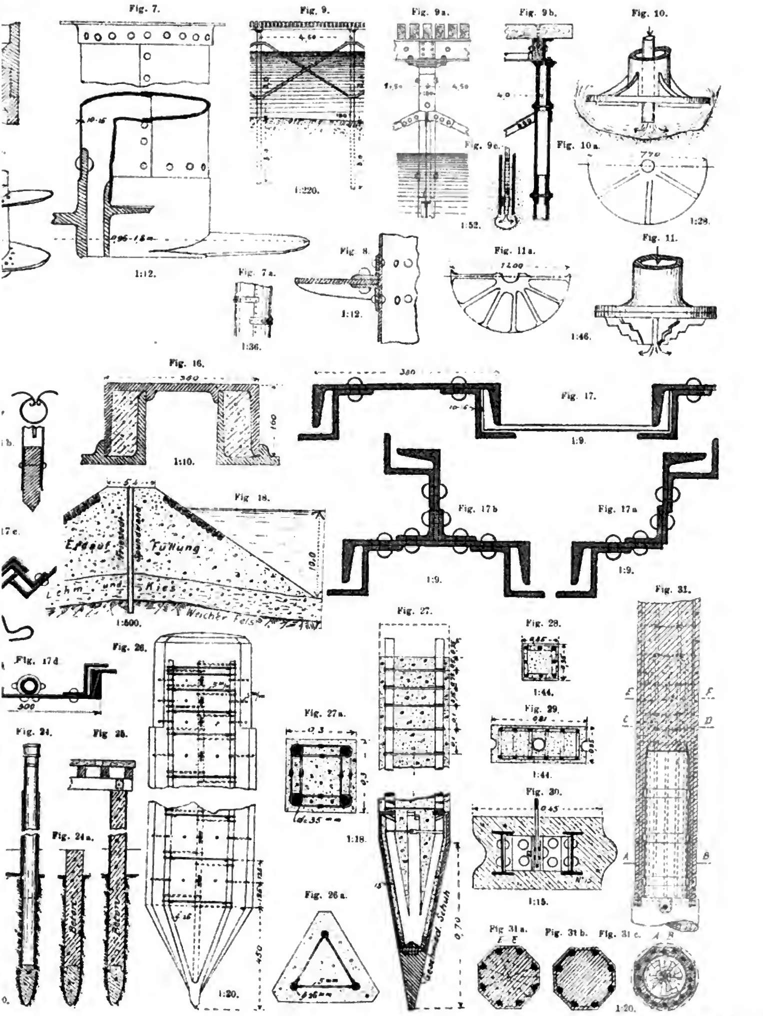
Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google



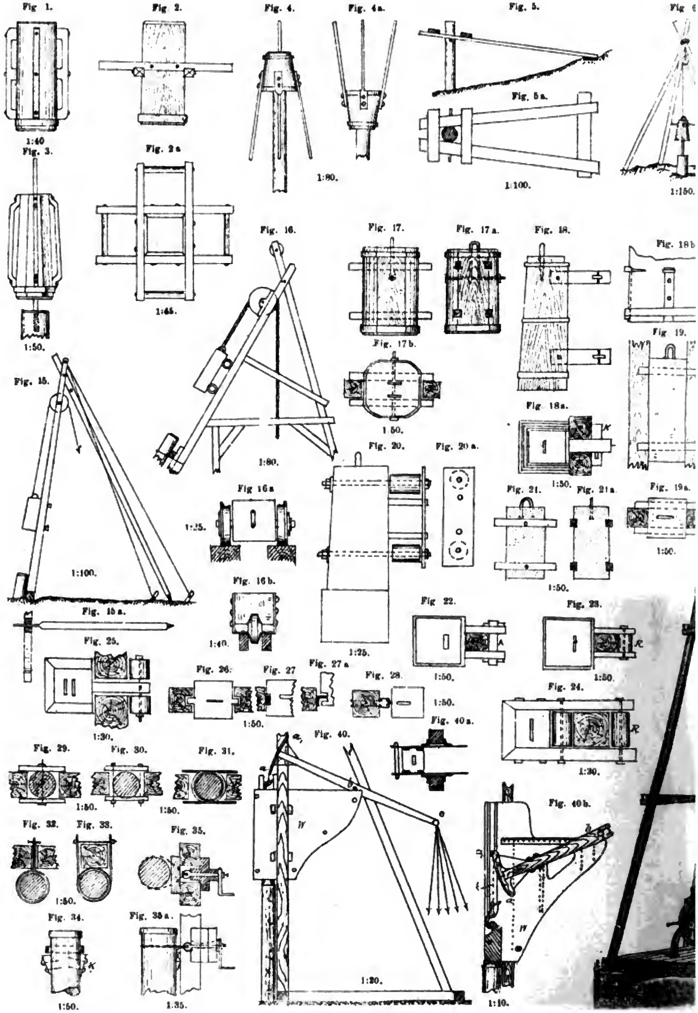
Digitized by Google



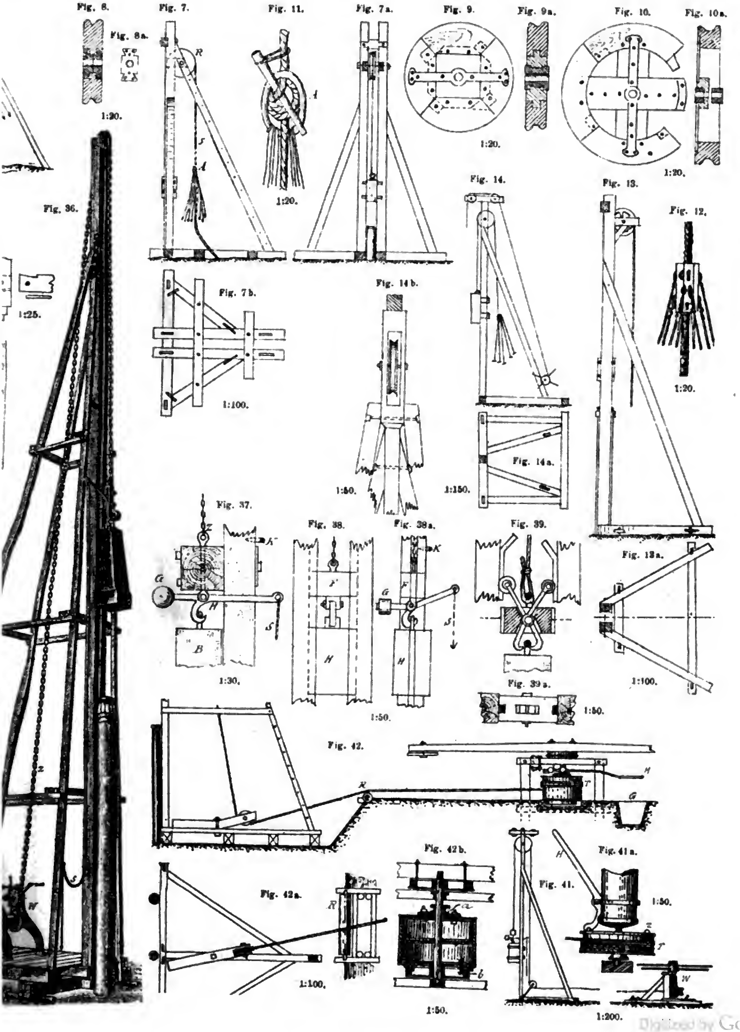
Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google



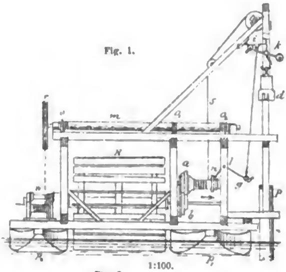
Digitized by Google



Digitized by Google

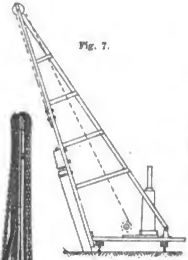
Digitized by Google

Fig. 1.



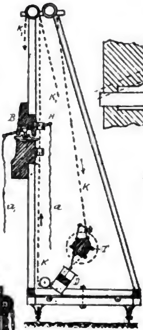
1:100.

Fig. 7.



1:150.

Fig. 8.



1:100.

Fig. 8 a.

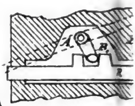
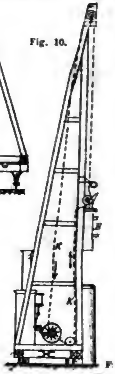
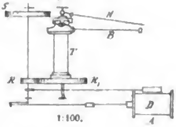


Fig. 10.



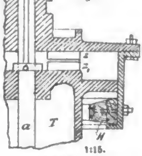
1:150.

Fig. 3.



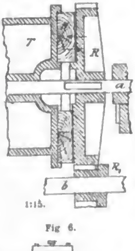
1:100.

Fig. 4.



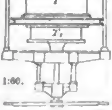
1:15.

Fig. 5.



1:15.

Fig. 6.



1:60.

Fig. 2.



Fig. 9 a.

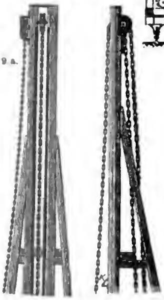
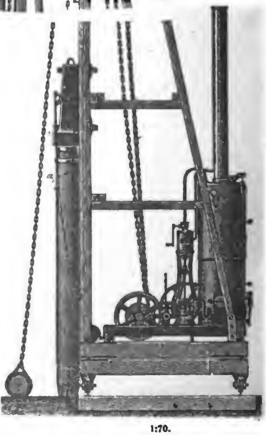


Fig. 9.

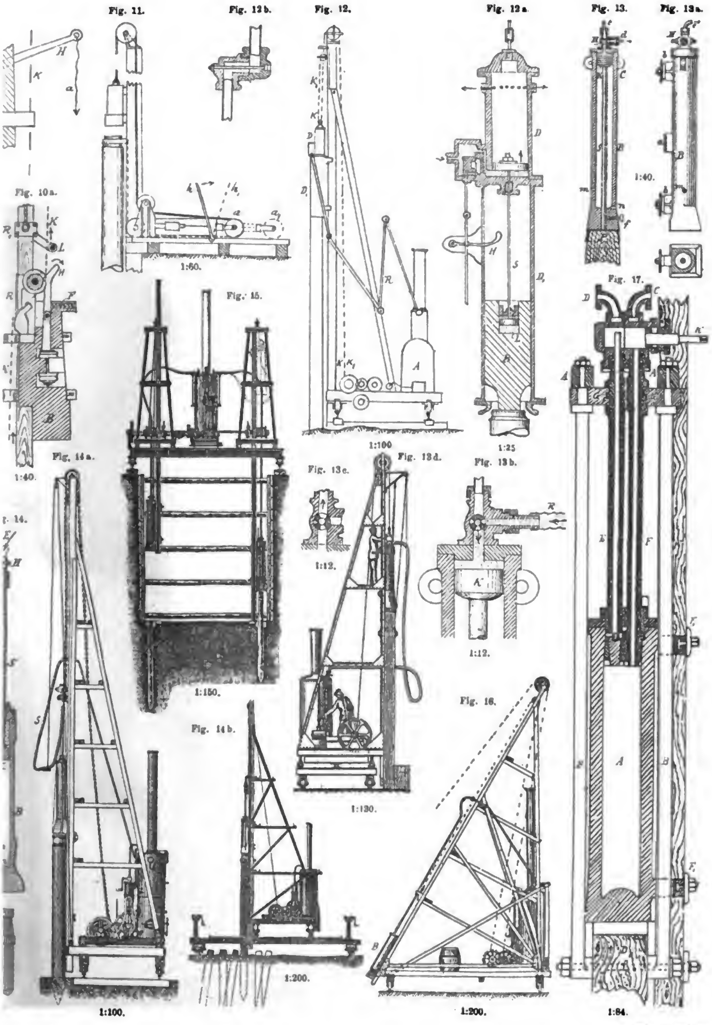


1:70.



1:5(

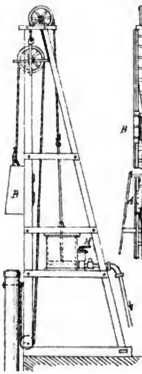
Digitized by Google



Digitized by Google

Digitized by Google

Fig. 1.

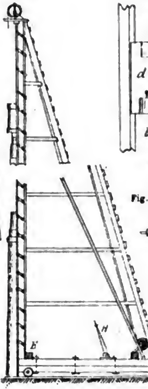


1:75.

Fig. 2a.

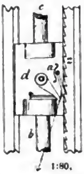


Fig. 2.



1:140.

Fig. 3.



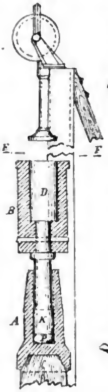
1:80.

Fig. 2c



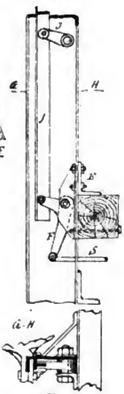
1:36.

Fig. 2b.



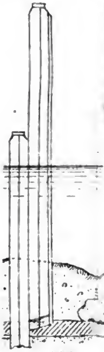
1:20.

Fig. 2d.



1:20.

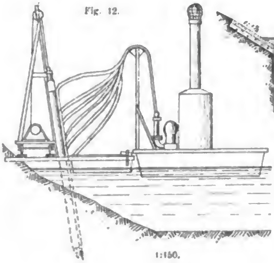
Fig. 4.



1:200.

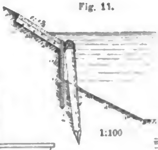


Fig. 12.



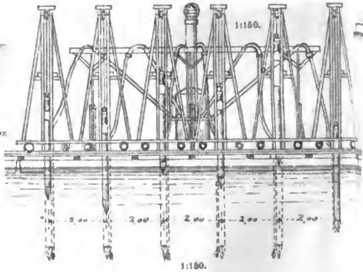
1:150.

Fig. 11.



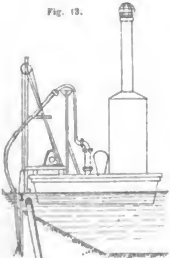
1:100

Fig. 12a.



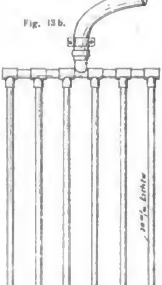
1:150.

Fig. 13.



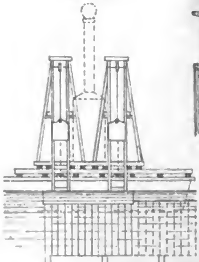
1:150.

Fig. 13b.



1:20.

Fig. 13a.

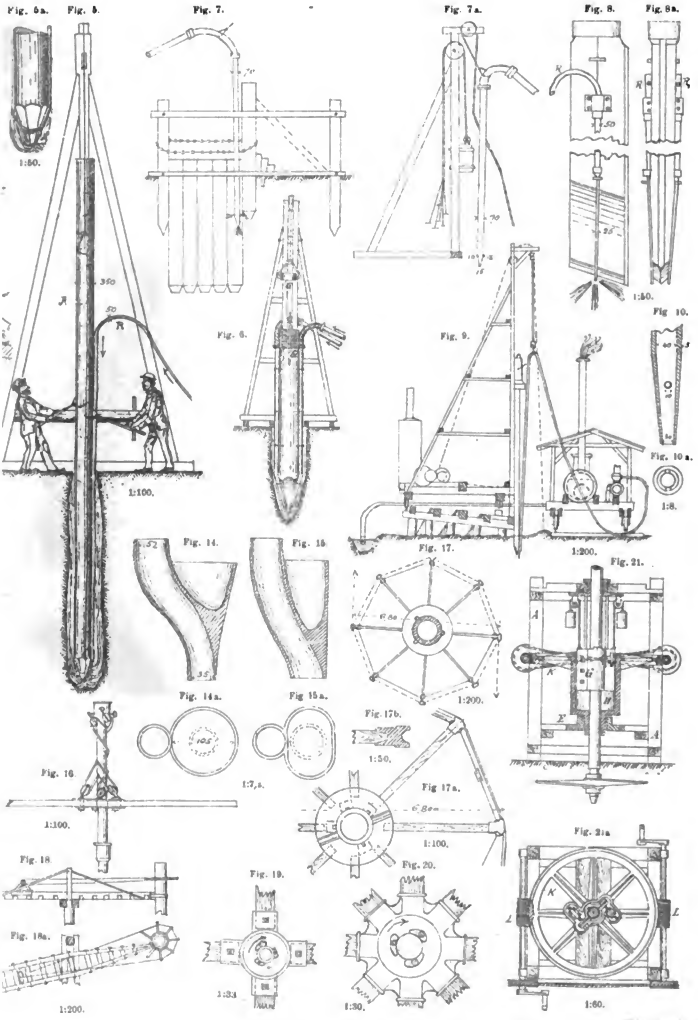


1:150.

Fig. 13c.



Digitized by Google

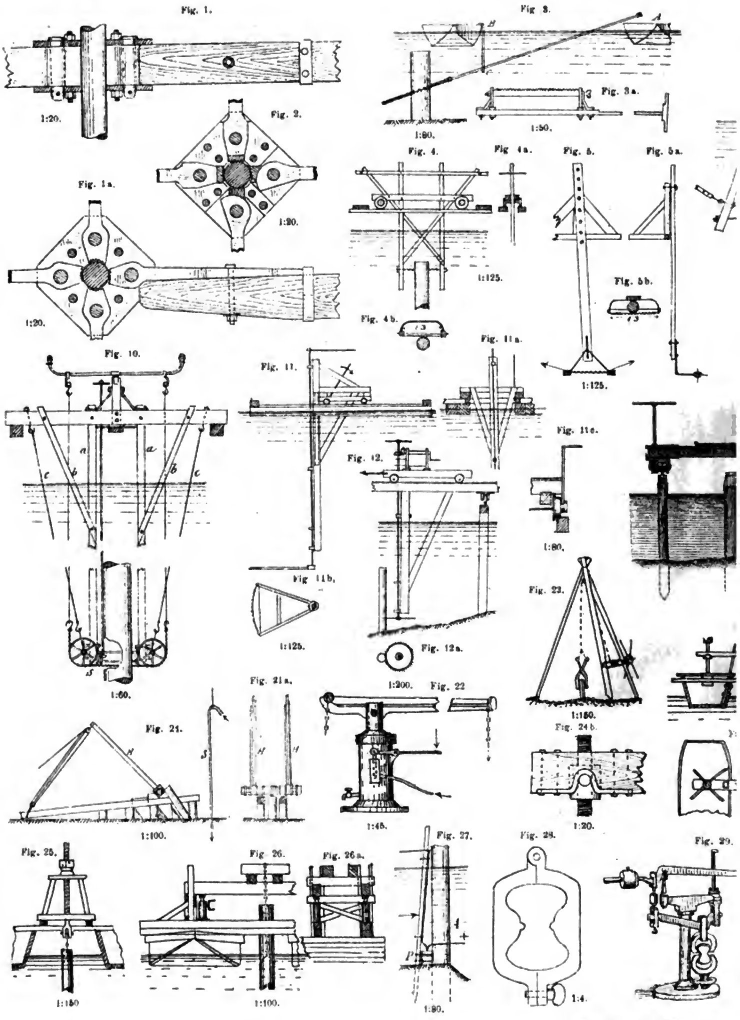


Digitized by Google

LIBRARY
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

Digitized by Google

Digitized by Google



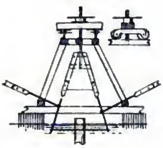
Digitized by Google

Fig. 6.



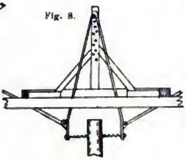
1:100.

Fig. 7. Fig. 7a.



1:150.

Fig. 8.



1:100.

Fig. 9.

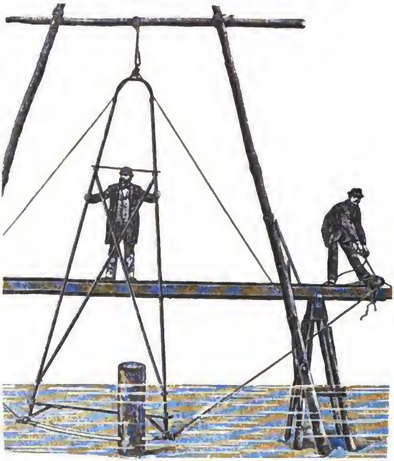
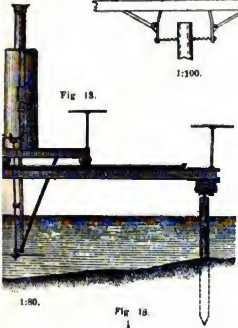


Fig. 13.



1:80.

Fig. 14.



1:60.

Fig. 15.



1:60.

Fig. 16.



1:60.

Fig. 17.



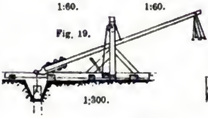
1:50.

Fig. 18. Fig. 18a.



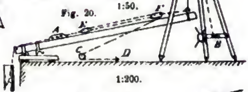
1:30.

Fig. 19.



1:300.

Fig. 20.



1:200.

…. 24.

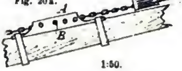


24a.



150.

Fig. 20a.



1:50.

Fig. 31a.



Fig. 30.

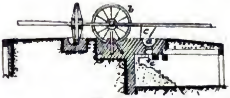
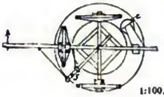


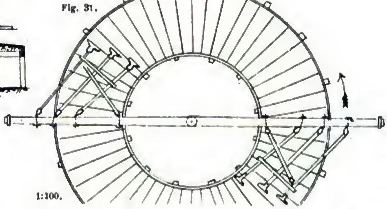
Fig. 30a.



1:100.



Fig. 31.



1:100.

Digitized by Google

Digitized by Google

LIBRARY OF THE UNIVERSITY OF CALIFORNIA

Digitized by Google

Fig. 1.

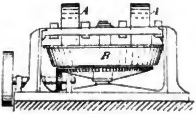
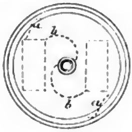
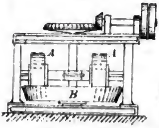


Fig. 1a.



1:80.

Fig. 2.

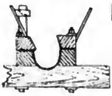


1:100.

Fig. 2a.



Fig. 5. a.



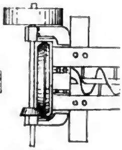
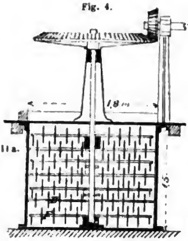


Fig. 4.



1:65.

Fig. 3.

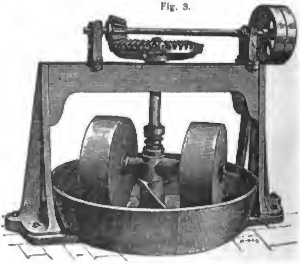






Fig. 11.

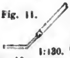
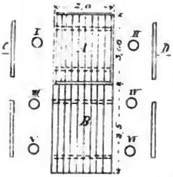


Fig. 11a.



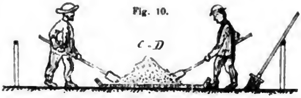
1:130.

Fig. 10a.



1:154.

Fig. 10.



1:77.

Fig. 14.

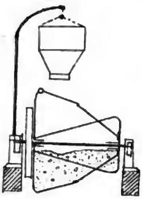
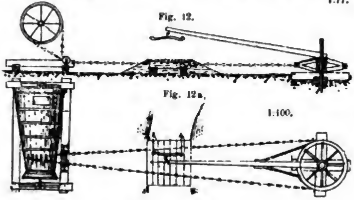


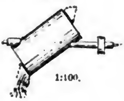
Fig. 12.

Fig. 12a.



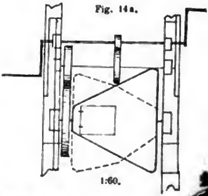
1:100.

Fig. 13.



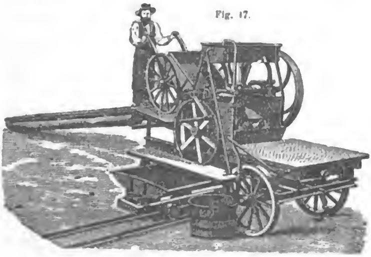
1:100.

Fig. 14a.

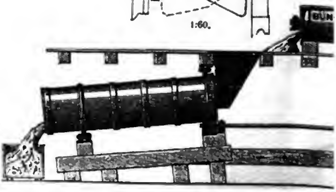


1:60.

Fig. 17.

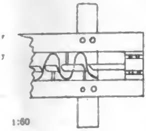


F



Digitized by Google

Fig. 5.



1:60

Fig. 6.

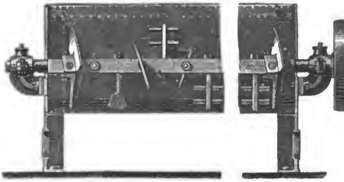


Fig 6a.

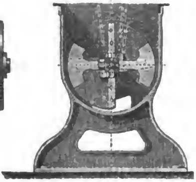


Fig. 8.

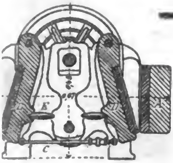
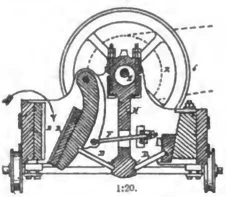
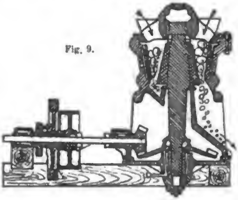


Fig. 7.

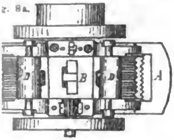


1:20.

Fig. 9.



g. 8a.



1:15.

Fig. 16.

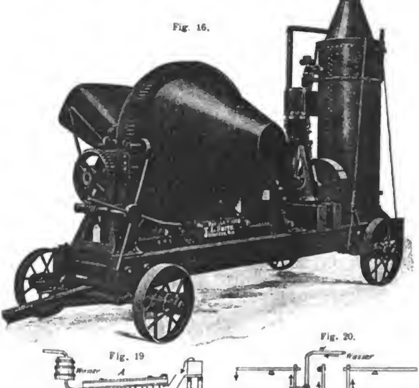


Fig. 15.

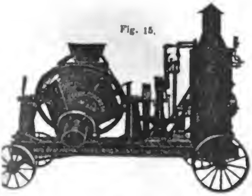
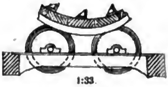


Fig. 19b.



1:33.

Fig. 19

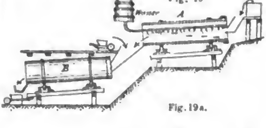
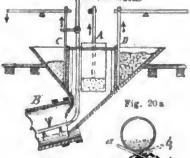
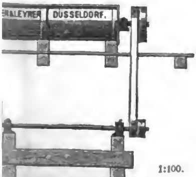


Fig. 20.



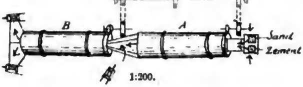
1:100.

. 18.



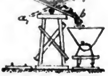
1:100.

Fig. 19a.



1:200.

Fig. 20a



1:150.

Digitized by Google

UNIVERSITY OF CALIFORNIA

Digitized by Google

Fig. 1.

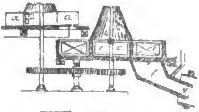


Fig. 1a.

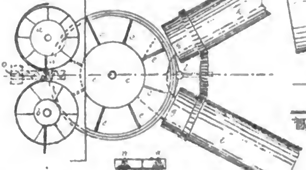


Fig. 2.

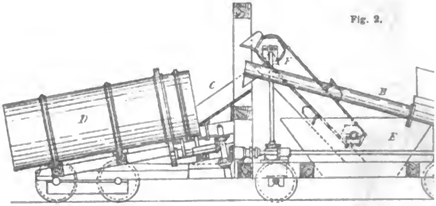
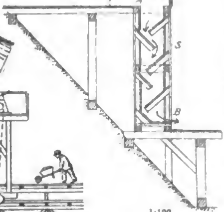
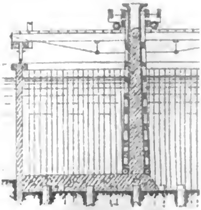


Fig. 4.



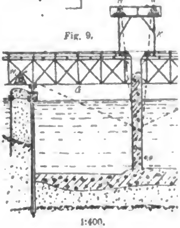
1:122.

Fig. 5.



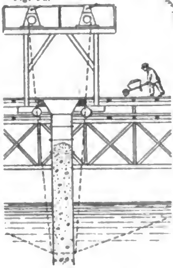
1:200.

Fig. 9.



1:400.

Fig. 9a.



1:200.

Fig. 9b.



Fig. 10a.

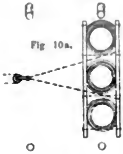
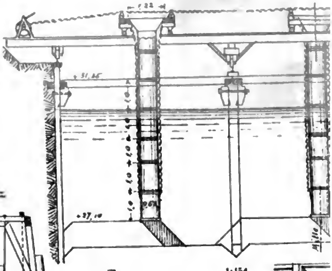


Fig. 11.



1:154.

Fig. 11b.

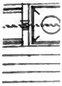


Fig. 12b.

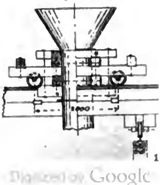


Fig. 10.

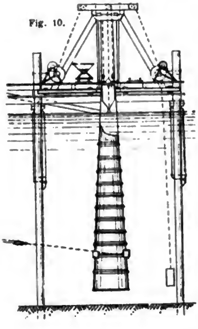
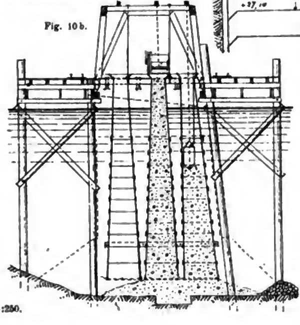
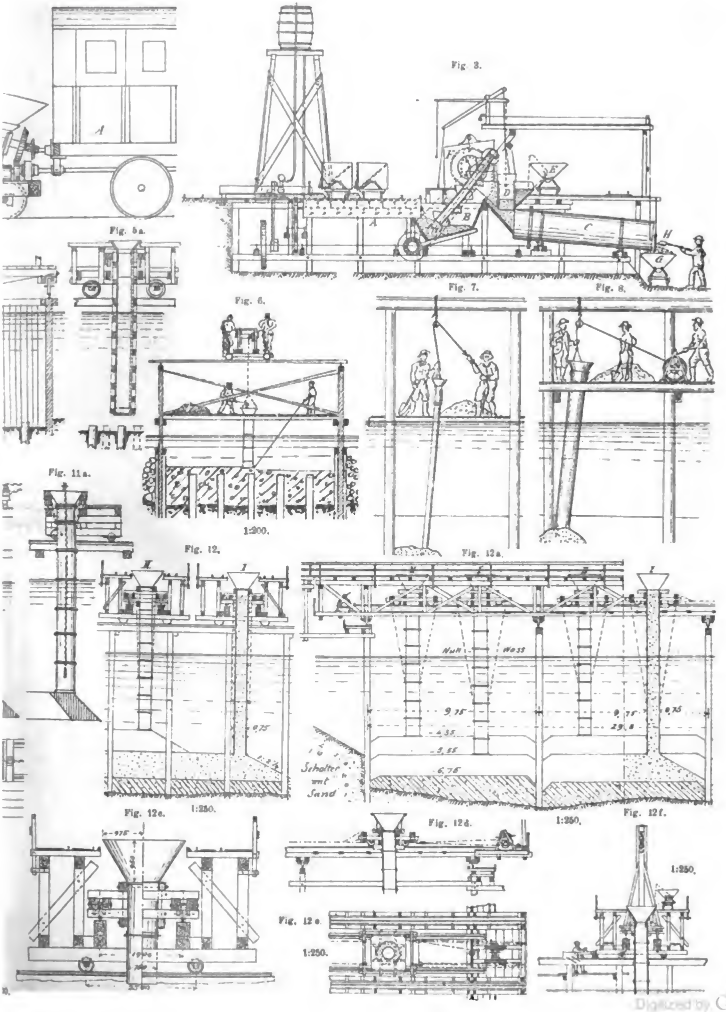


Fig. 10b.



1:250.

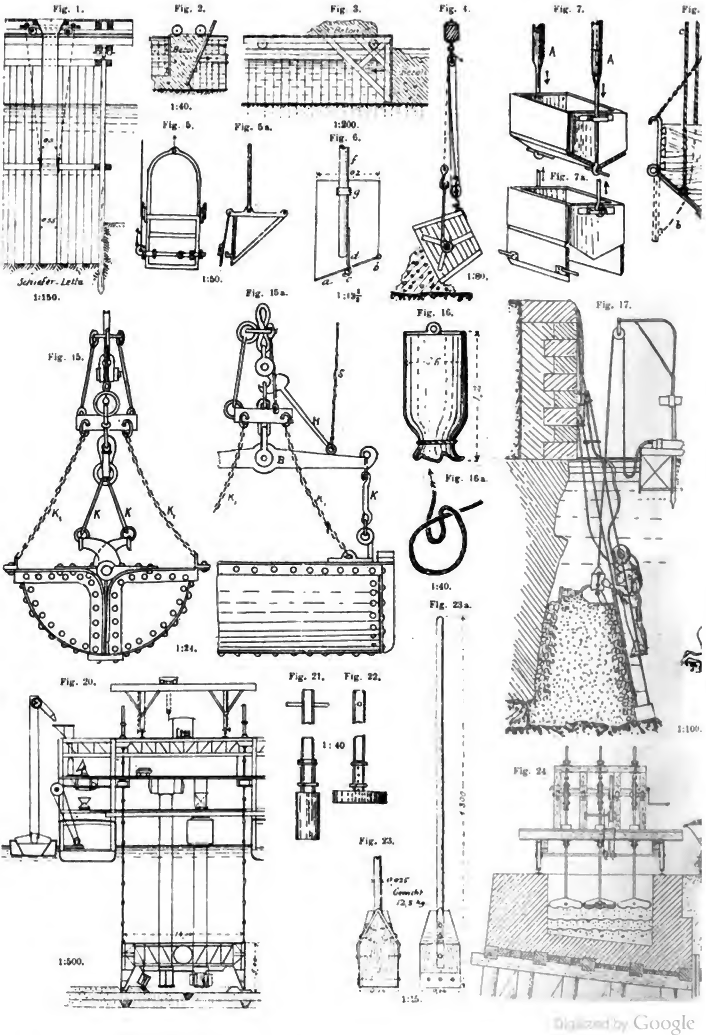
Digitized by Google



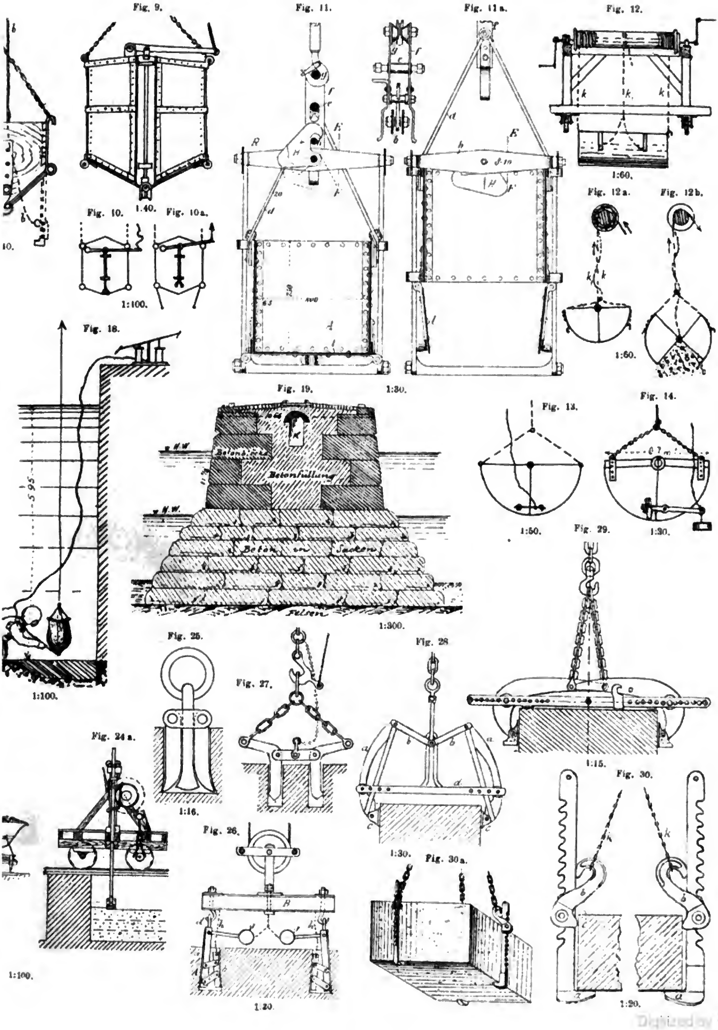
Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google



Digitized by Google



Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google

Fig. 1.

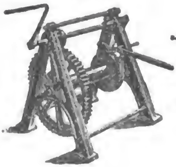


Fig. 2.

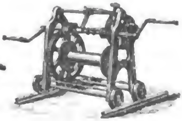
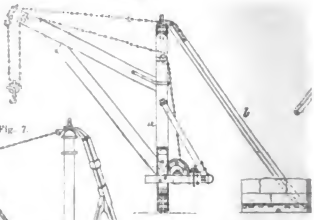
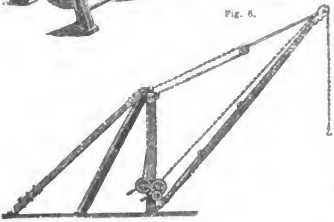


Fig 3.



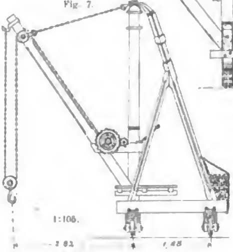
1:115.

Fig. 6.



1:100.

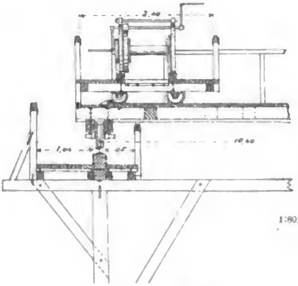
Fig. 7.



1:105.



Fig. 11.



1:80.

Fig. 11a.

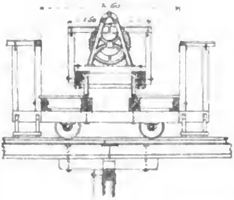
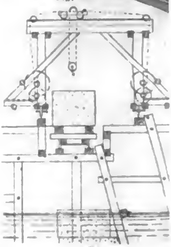


Fig. 12.

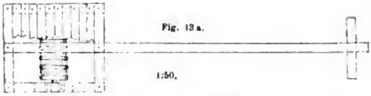


1:200.

Fig. 13.



Fig. 13a.



1:50.

Fig. 14.

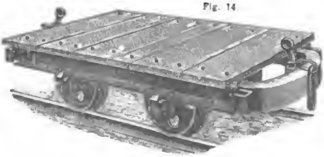


Fig. 16.

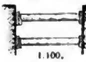


Fig. 16a.



1:100.

Fig. 18.

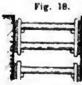
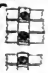


Fig. 18a.



1:100.

Fig. 17.

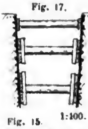


Fig. 17a.



1:100.

Fig. 18b.



Fig. 15.



1:250.

Digitized by Google

Fig. 3a.

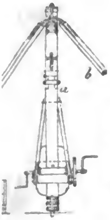
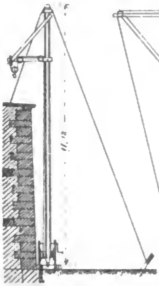


Fig. 4.



1:185.

Fig. 5.

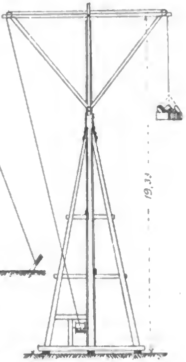
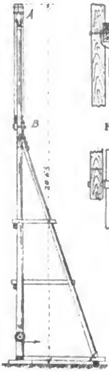


Fig. 5a.



1:250.

Fig. 5b.

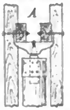
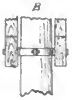
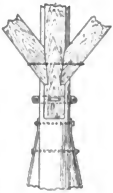


Fig. 5 d



1:50.

Fig. 5c.



1:50.

Fig. 10.

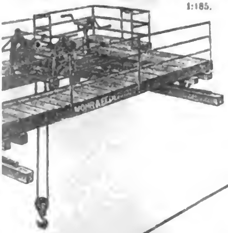
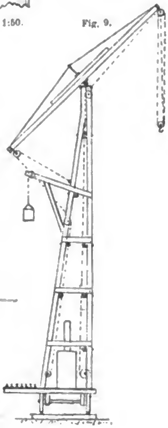


Fig. 9.



1:200.

Fig. 8.

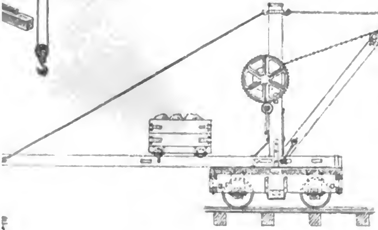
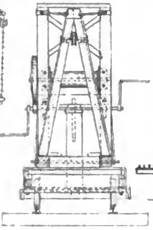


Fig. 8a.



1:94.

Fig. 19.



Fig. 19a.



1:100.

Fig. 20.



Fig. 20a.

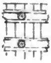


1:100.

Fig. 21.

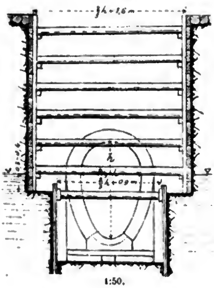


Fig. 21a.



1:100.

Fig. 22.



1:50.

Fig. 23.

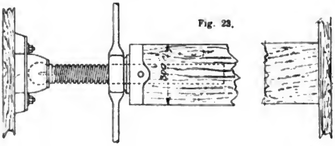
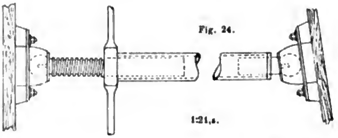


Fig. 24.



1:21,a.

Digitized by Google

Digitized by Google

UNIVERSITY
OF
CALIF

Digitized by Google

Fig. 1.

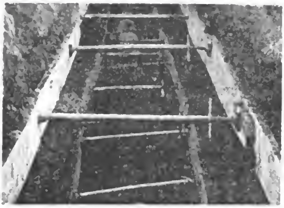


Fig. 2.

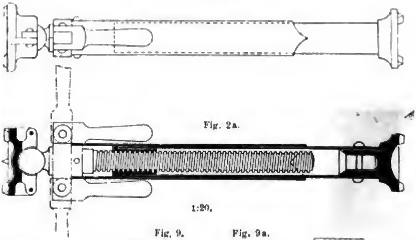
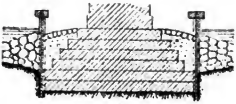


Fig. 2a.

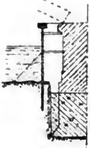
1:20.

Fig. 7.



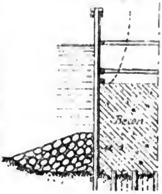
1:240.

Fig. 8.



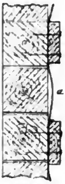
1:580.

Fig. 9.



1:250.

Fig. 9a.



1:26.

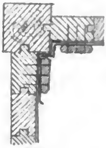


Fig. 11.

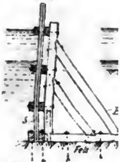
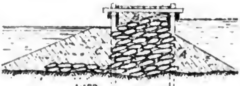


Fig. 14.



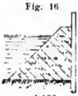
1:100.

Fig. 15



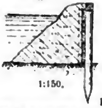
1:133.

Fig. 16



1:100.

Fig. 17.



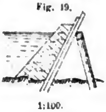
1:150.

Fig. 18.



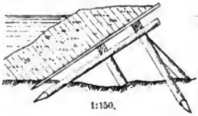
1:100.

Fig. 19.



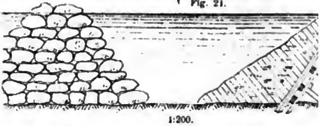
1:100.

Fig. 20.



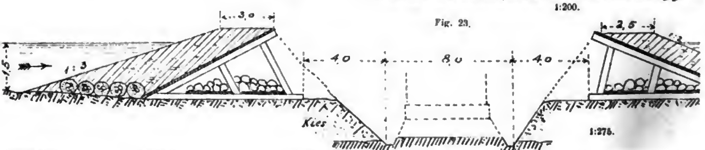
1:150.

Fig. 21.



1:200.

Fig. 23.



1:275.

Fig. 27.



1:200.

Fig. 27 a.

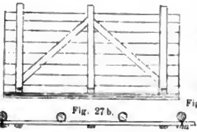


Fig. 27 b.

Fig. 28



Fig. 28a.

1:150.

Fig. 29.

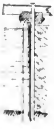


Fig. 30.



1:150.

Fig. 31.

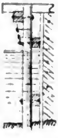
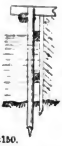


Fig. 32.



1:150.

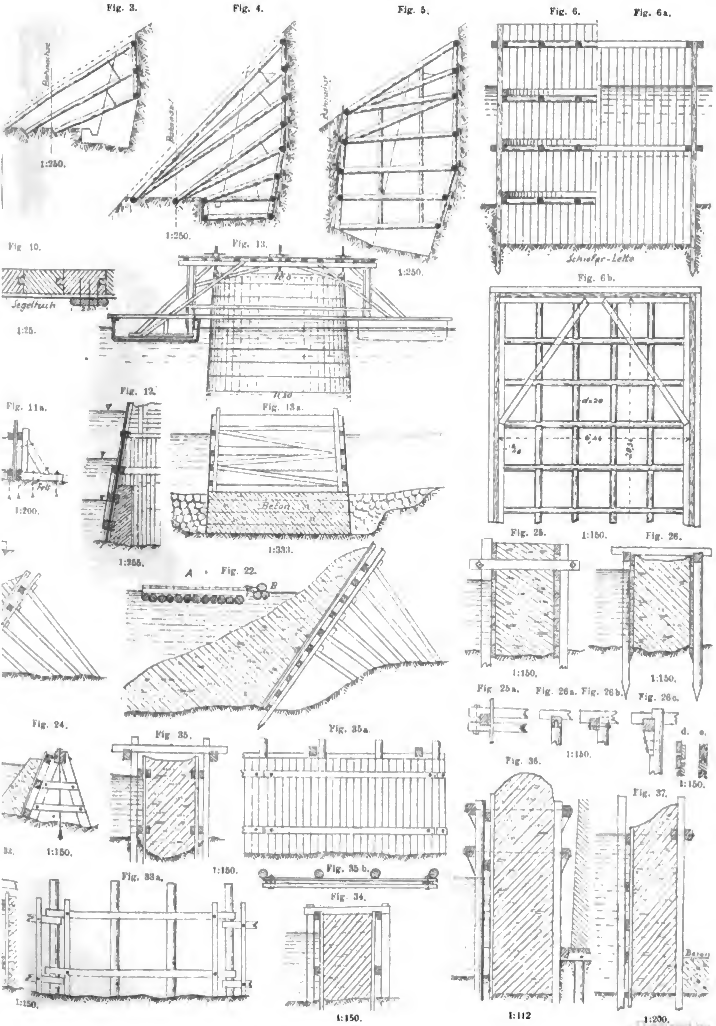
Fig. 32a.



Fi



Digitized by Google

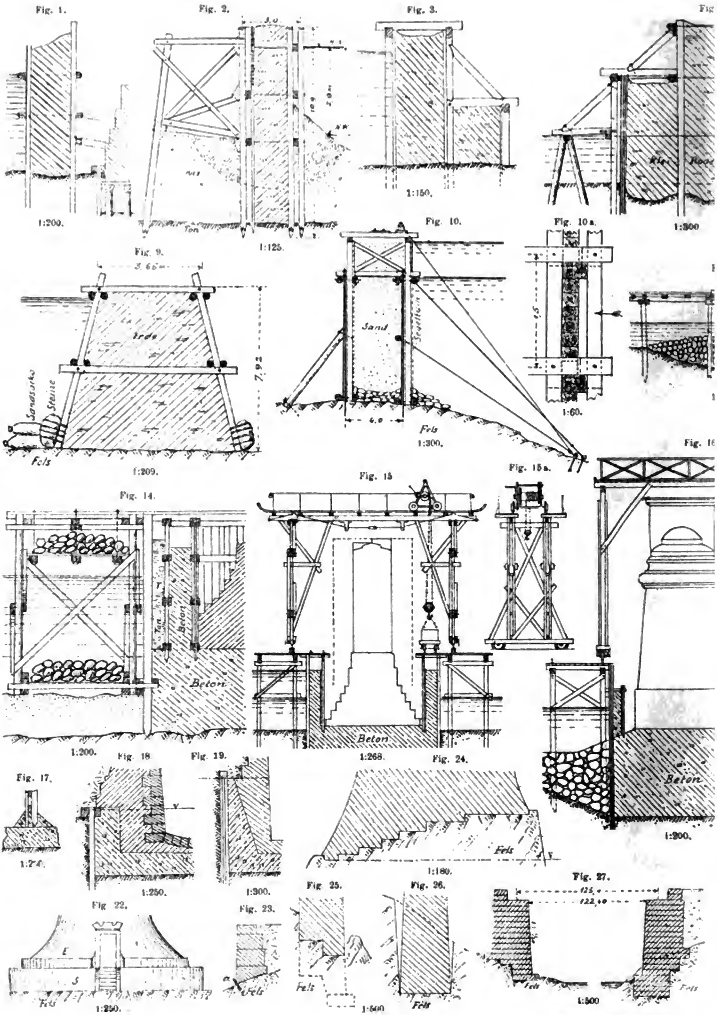


Digitized by Google

Digitized by Google

LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

Digitized by Google



Digitized by Google

4.

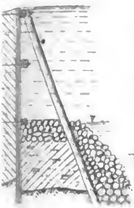
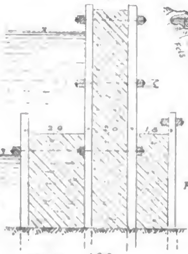


Fig. 5



1:200.

Fig. 6a.

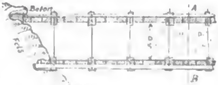
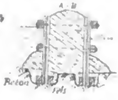


Fig. 6.



1:336.

Fig. 7.

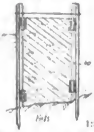
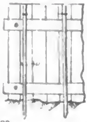
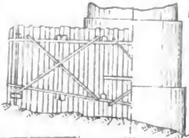


Fig. 7a.



1:80.



1:200.

Fig. 8.

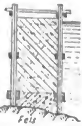
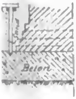
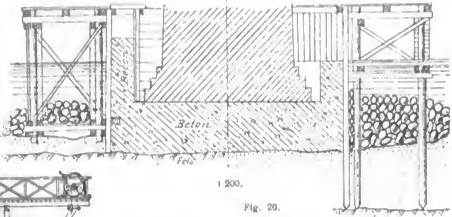


Fig. 11.



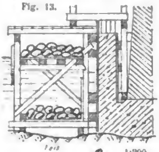
100.

Fig. 12. Fig. 12a.



1:200.

Fig. 13.



1:200.

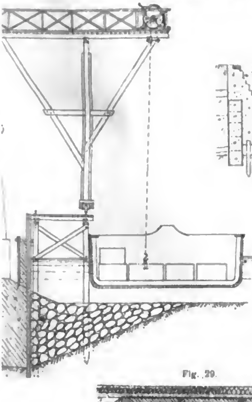
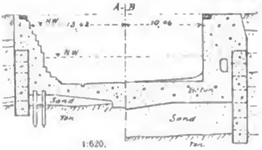
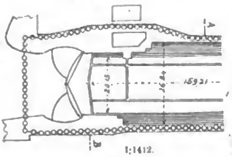


Fig. 20.



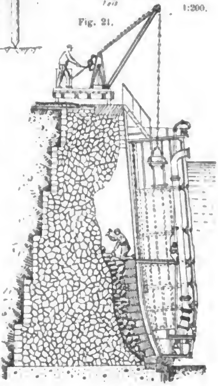
1:620.

Fig. 20a.



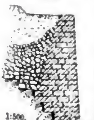
1:1412.

Fig. 21.



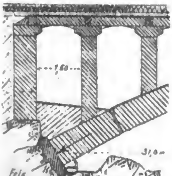
1:200.

Fig. 28



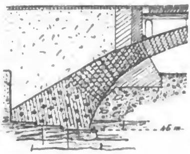
1:500.

Fig. 29.



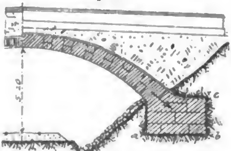
1:150.

Fig. 30.



1:400.

Fig. 31.



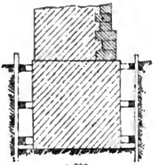
1:275.

Digitized by Google

Digitized by Google

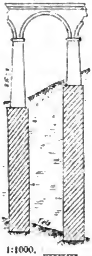
Digitized by Google

Fig. 1.



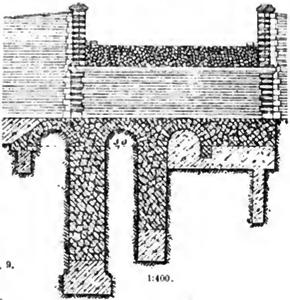
1:200.

Fig. 2.



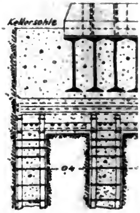
1:1000.

Fig. 3.



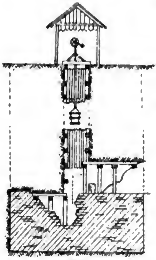
1:400.

Fig. 4.



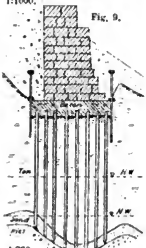
1:40.

Fig. 8.



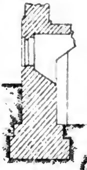
1:300.

Fig. 9.



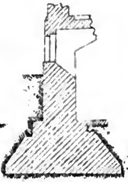
1:330.

Fig. 10.



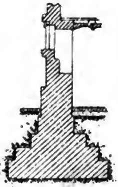
1:117.

Fig. 11.



1:117.

Fig. 12.



1:161



Fig. 18.

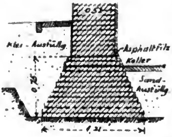
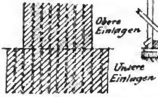
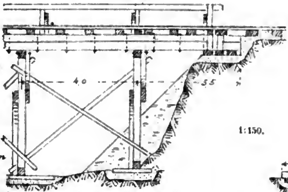


Fig. 18a.



1:53.

Fig. 19.



1:150.

Fig. 19a.

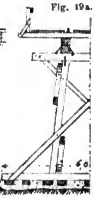


Fig. 20.



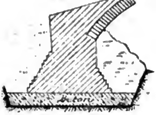
1:260.

Fig.



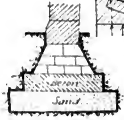
1:2

Fig. 27.



1:600.

Fig. 28.



1:150.

Fig. 29.

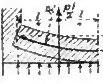
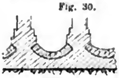


Fig. 29a.

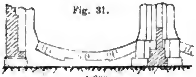


Fig. 30.



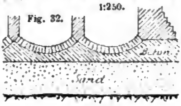
1:250.

Fig. 31.



1:200.

Fig. 32.



1:150.

Fig. 33.

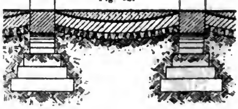
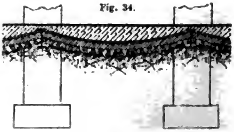
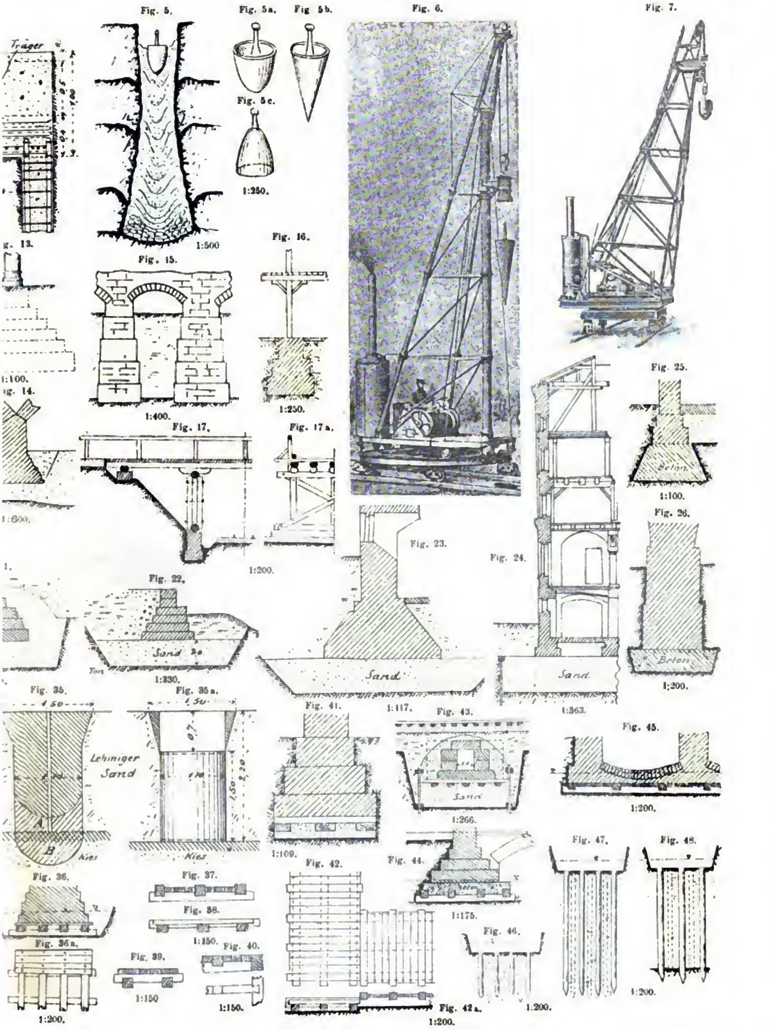


Fig. 34.



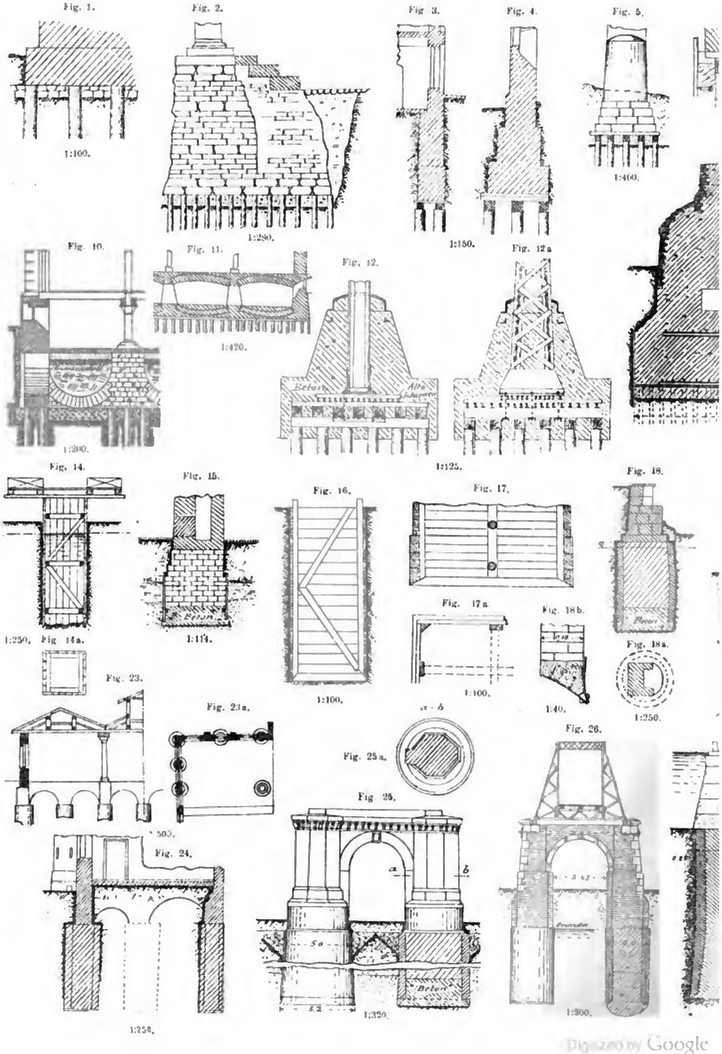
Digitized by Google



Digitized by Google

LIBRARY
OF THE
UNIVERSITY
OF
CALIFORNIA

Digitized by Google



Digitized by Google

Fig. 6.

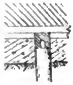


Fig. 6a.



1:100.

Fig. 7.

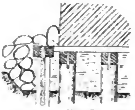
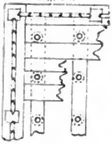
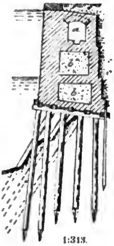


Fig. 7a.



1:100.

Fig. 8.



1:313.

Fig. 9.

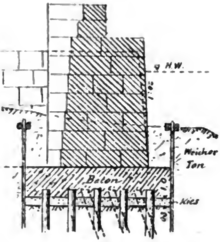
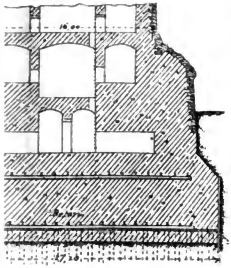
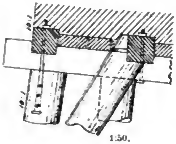


Fig. 13.



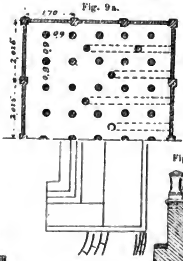
1:400.

Fig. 8a.



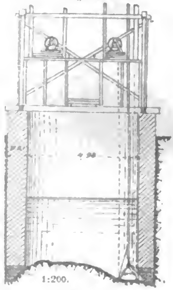
1:50.

Fig. 9a.



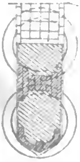
1:152.

Fig. 19.



1:200.

Fig. 19a.



1:400.

Fig. 20.

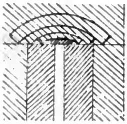
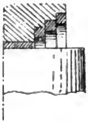
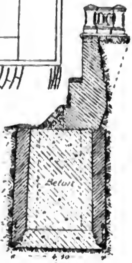


Fig. 20a.



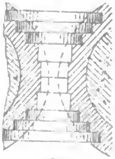
1:200.

Fig. 22.



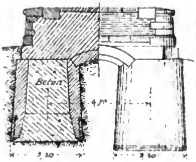
1:200.

Fig. 20b.



1:200.

Fig. 21.



1:200.

Fig. 27.

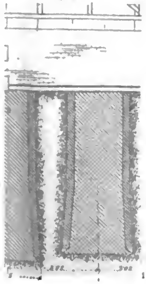
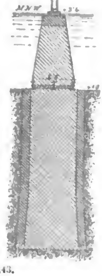
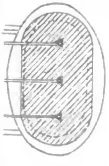


Fig. 27a.



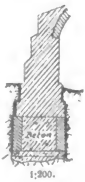
1:143.

Fig. 28.



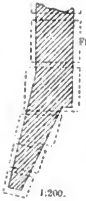
1:140.

Fig. 29.



1:200.

Fig. 29a.



1:200.

Fig. 30.

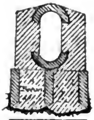
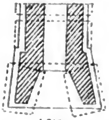


Fig. 30a.



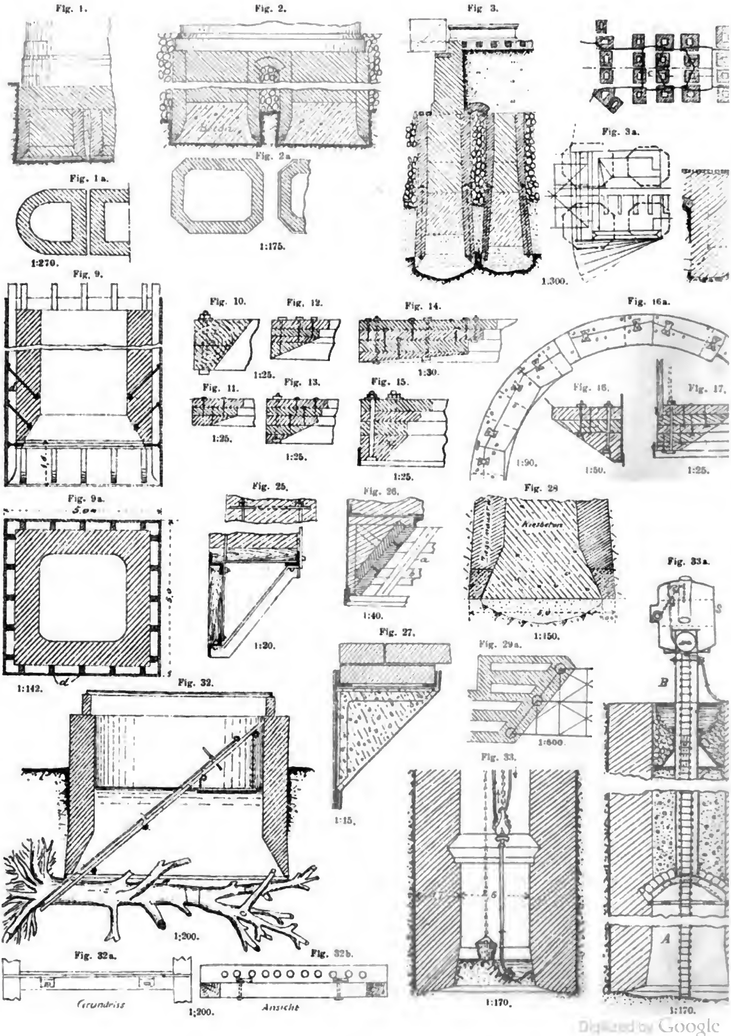
Fig. 30b.



1:310.

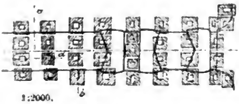
Digitized by Google

Digitized by Google



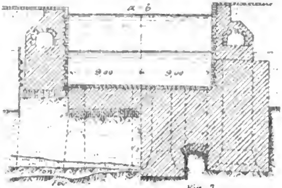
Digitized by Google

Fig. 4.



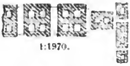
1:2000.

Fig. 4a.



1:560.

Fig. 5.

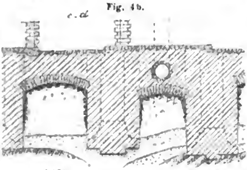


1:1970.

Fig. 6.



Fig. 4b.



1:560.

Fig. 7.

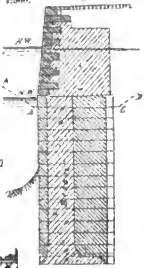


Fig. 8.

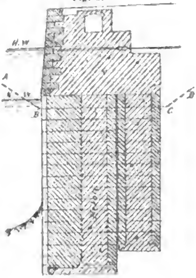




Fig. 18.



1:56.

Fig. 19.



1:46.

Fig. 20.



1:30.

Fig. 21.



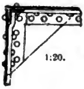
1:50.

Fig. 22.



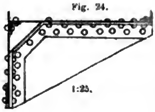
1:40.

Fig. 23.



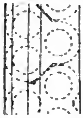
1:20.

Fig. 24.



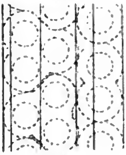
1:25.

Fig. 7a.



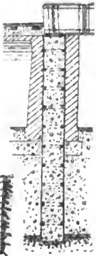
1:300.

Fig. 8a.



1:300.

Fig. 29.



1:300.



Fig. 30a.



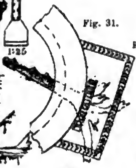
1:25

Fig. 30.



1:200.

Fig. 31.



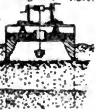
1:200.

Fig. 31a.



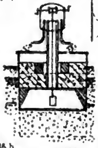
1:25.

Fig. 35.



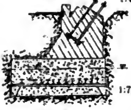
1:400.

Fig. 35a.



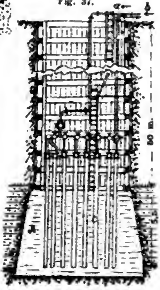
1:400.

Fig. 35b.



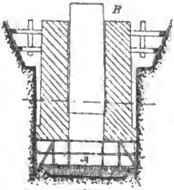
1:730.

Fig. 37.



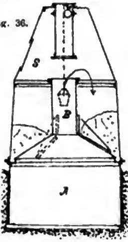
1:320.

Fig. 34.



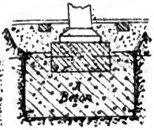
1:250.

Fig. 36.



1:160.

Fig. 36a.



1:160.

Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google

Fig. 1.

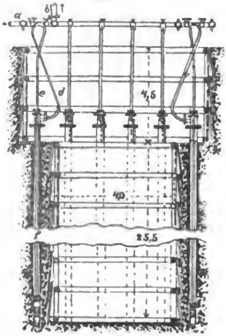


Fig. 1 b.

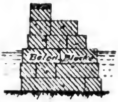


Fig. 1 c.



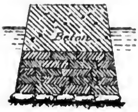
1:25.

Fig. 2.



1:400.

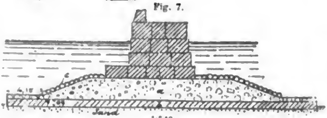
Fig. 3



1:600.

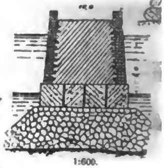


Fig. 7.



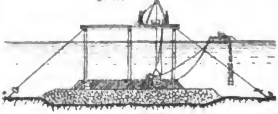
1:540.

Fig. 8.



1:600.

Fig. 13.



1:600.

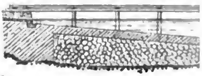
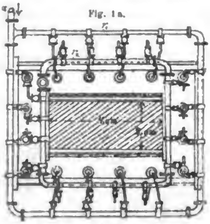
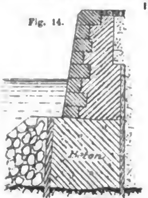


Fig. 1 a.



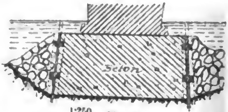
1:200.

Fig. 14.



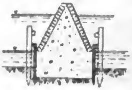
1:200.

Fig. 15.



1:250.

Fig. 16.



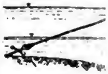


Fig. 20.

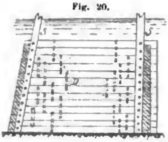
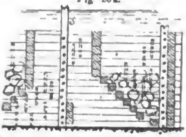
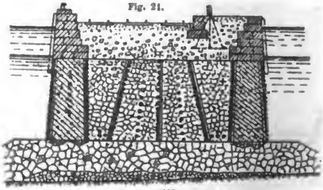


Fig. 20 a.



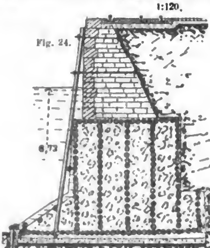
1:120.

Fig. 21.



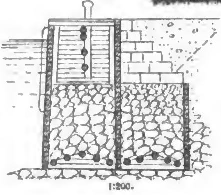
1:400.

Fig. 24.



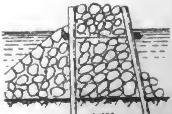
1:200.

Fig. 25.

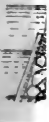


1:200.

Fig. 26.

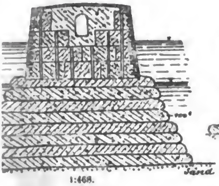


1:400.



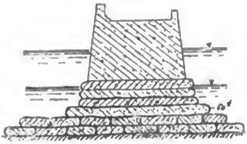
Digitized by Google

Fig. 4.



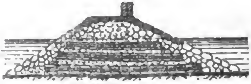
1:468.

Fig. 5.



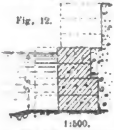
1:468.

Fig. 6.



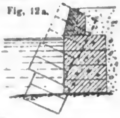
1:400.

Fig. 12.



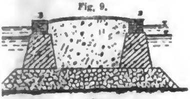
1:500.

Fig. 12a.



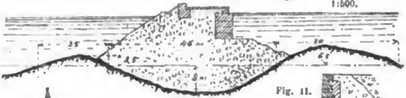
1:500.

Fig. 9.



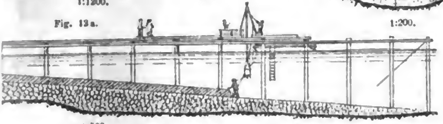
1:1200.

Fig. 10.



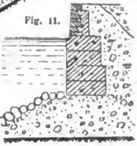
1:200.

Fig. 13a.



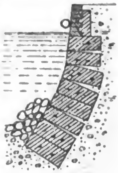
1:500.

Fig. 11.



1:500.

Fig. 12b.



1:500.

Fig. 17.

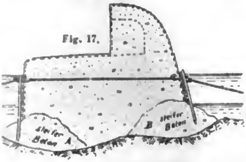
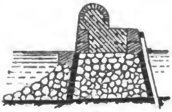
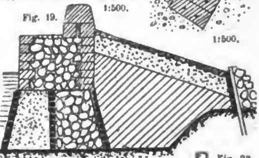


Fig. 18.



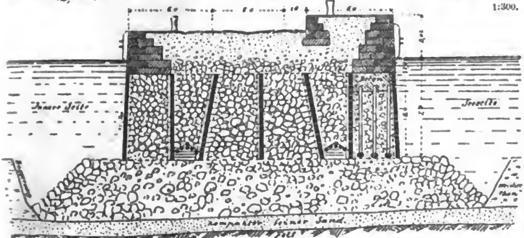
1:300.

Fig. 19.



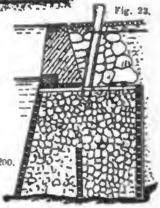
1:300.

Fig. 22.



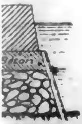
1:300.

Fig. 23.



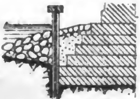
1:200.

Fig. 27.



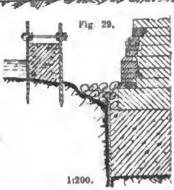
1:200.

Fig. 28.



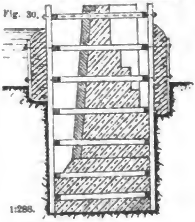
1:240.

Fig. 29.



1:200.

Fig. 30.



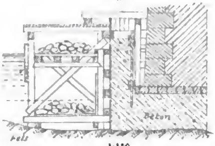
1:288.

Digitized by Google

Digitized by Google

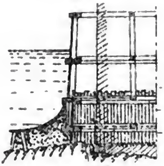
Digitized by Google

Fig. 1.



1:150.

Fig. 2.



1:122.

Fig. 3.

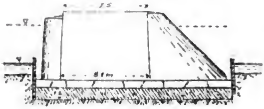
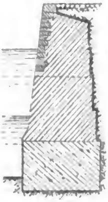


Fig. 3a.



1:400.

Fig. 5



1:250.

Fig. 5a.

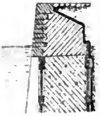
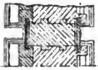


Fig. 5b.

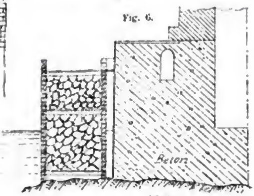


Fig. 5c.



1:250.

Fig. 6.



1:340.

Fig. 7.

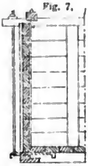
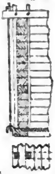


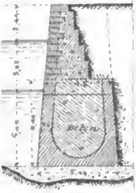
Fig. 8.





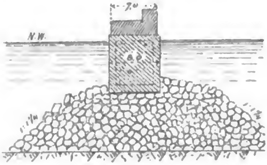
1:125.

Fig. 9.



1:300.

Fig. 11.



1:700.

Fig. 11b.

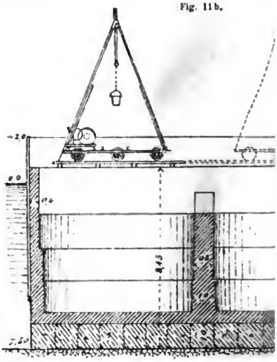
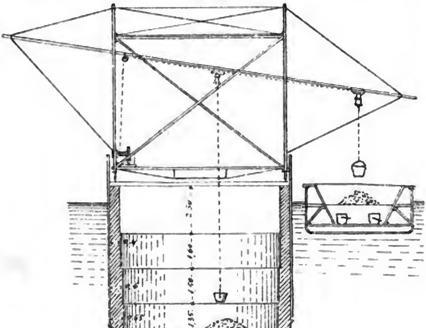
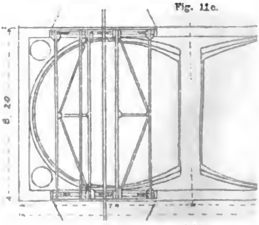


Fig. 11a.



1:200.

Fig. 11c.



1:200.

Digitized by Google

Fig. 4b.

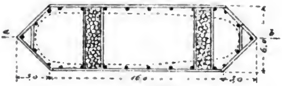


1:40.

Fig. 4.



Fig. 4a.



1:400.

Fig. 4'.

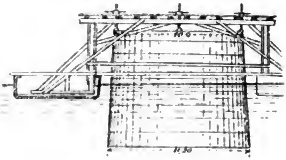
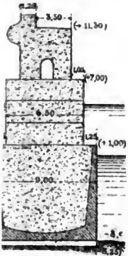
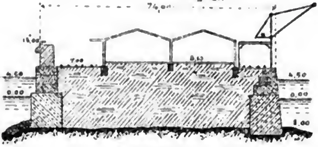


Fig. 10a.



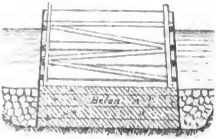
1:400.

Fig. 10.



1:1000.

Fig. 4'a.



1:333.

Fig. 10b.

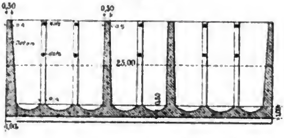


Fig. 10c.

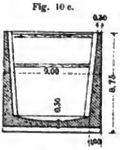
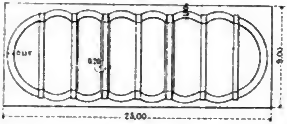
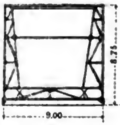


Fig. 10d.

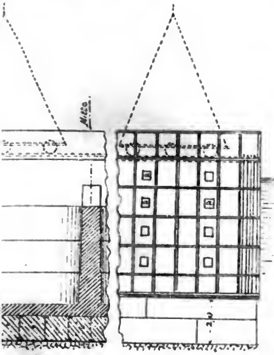


1:400.

Fig. 10e.



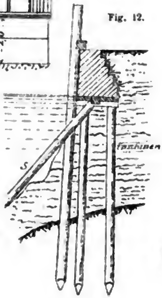
1:400.



1:200.

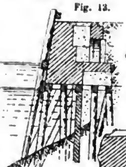


Fig. 12.



1:180.

Fig. 13.



1:300.

Fig. 13a.

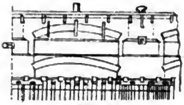


Fig. 13b.

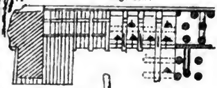
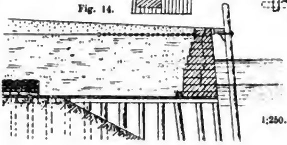


Fig. 14.



1:250.

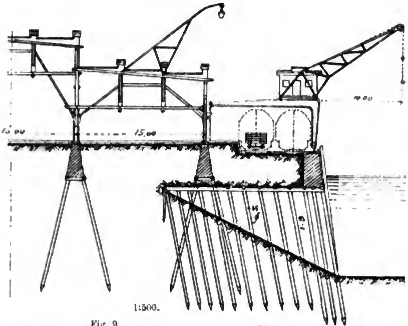
Digitized by Google

Digitized by Google

LIBRARY
UNIVE

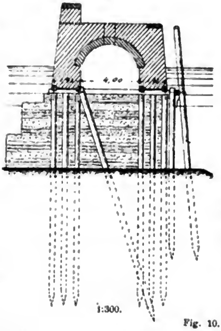
Digitized by Google

Fig. 1.



1:500.

Fig. 2.



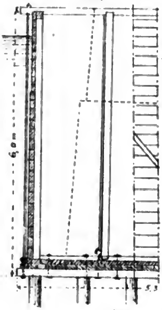
1:300.

Fig



1:25

Fig. 9.



1:100.

Fig. 9a.

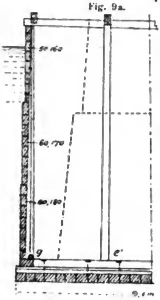


Fig. 9b.

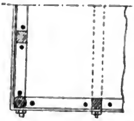


Fig. 9c.

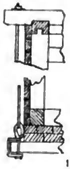
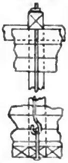
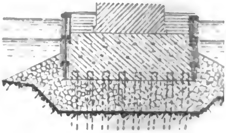


Fig. 9d.



1:50.

Fig. 10.



1:250.

Fig. 12a.

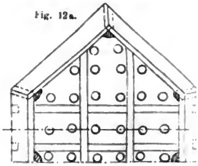
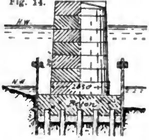
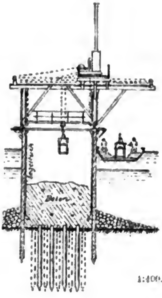


Fig. 14.



1:213.

Fig. 15.



1:400.

Fig. 15a.

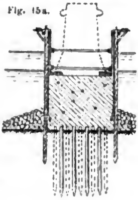
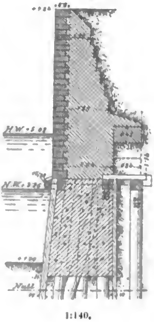


Fig. 16.



1:140.

Fig. 16a.

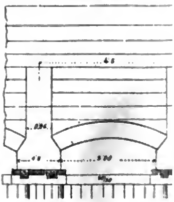
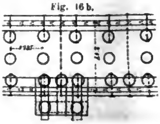
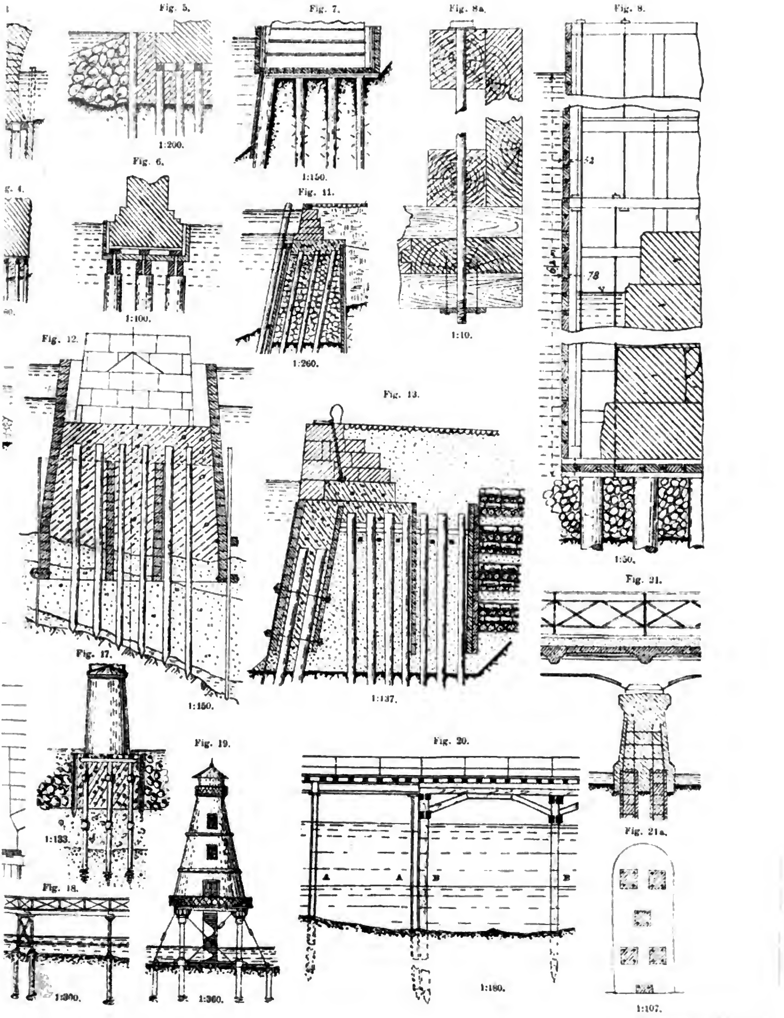


Fig. 16b.



Digitized by Google

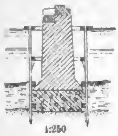


Digitized by Google

Digitized by Google

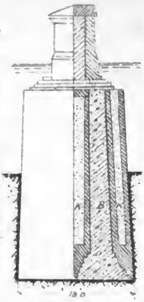
Digitized by Google

Fig. 1.



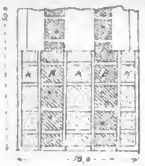
1:250

Fig. 2.



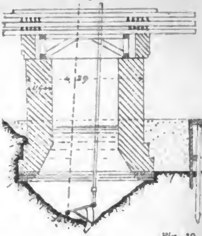
1:720.

Fig. 2 a.



1:720.

Fig. 3



1:165.

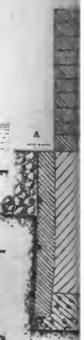
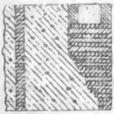
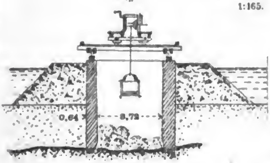


Fig. 2 b.



1:360.

Fig. 4.



1:250.

Fig. 10.

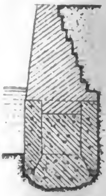
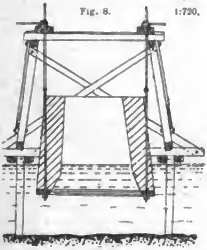


Fig. 6

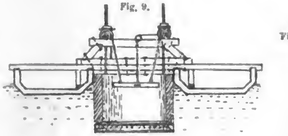


Fig. 8.



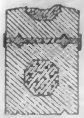
1:200.

Fig. 9.



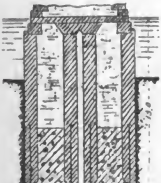
1:200.

Fig. 10 a.



1:477.

Fig. 12.



1:133.

Fig. 12 a.

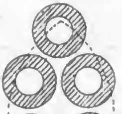
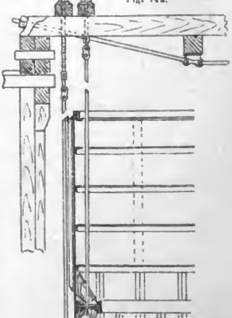
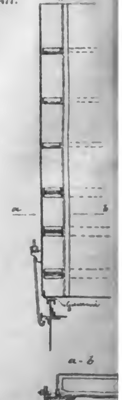


Fig. 14 a.



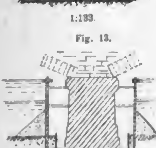
1:120.

Fig. 14 b.



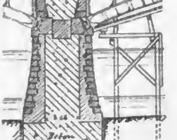
1:120.

Fig. 13.



1:580.

Fig. 14.



1:500.

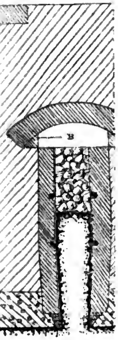
Fig. 5.

1:150.

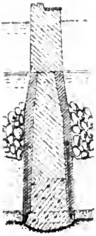
Fig. 6a.


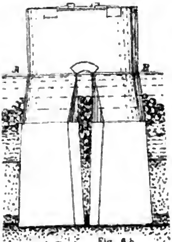
Fig. 6.


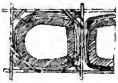
Fig. 7b.

1:300.

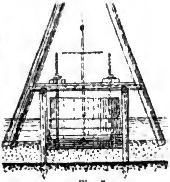
Fig. 7.


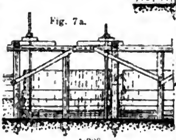
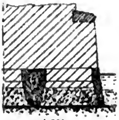
Fig. 7a.

1:300.

Fig. 7c.

1:300.

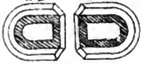
A-B Fig. 6b.

1:300.

Fig. 5b.

1:60.



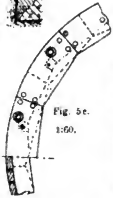

Fig. 5c.
1:60.

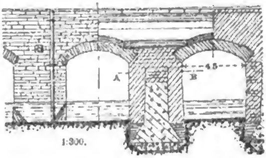
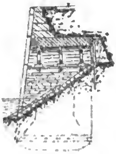
Fig. 11.

1:300.

Fig. 11a.

1:300.

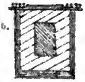
A-B
Fig. 11b.


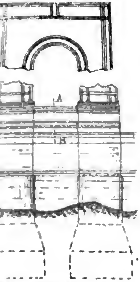
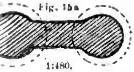
Fig. 15.


Fig. 15a.

1:480.

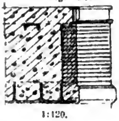
A-B Fig. 15b.

1:120.

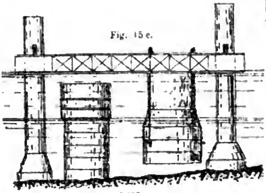
Fig. 15c.

1:480.

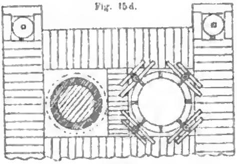
Fig. 15d.

1:480.

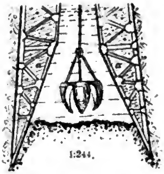
Fig. 16.

1:244.

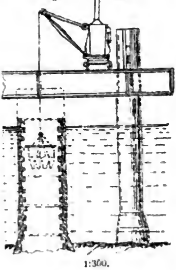
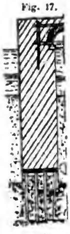
Fig. 15e

1:360.

Fig. 17.

1:125.

Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google

Fig. 1.

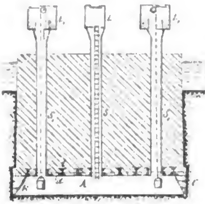
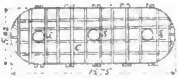
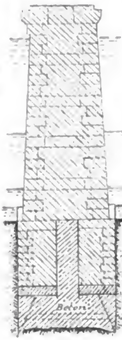


Fig. 1a.



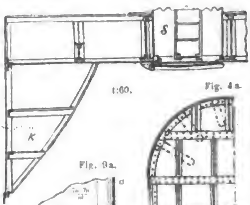
1:400.

Fig. 2.



1:200.

Fig. 3



1:60.

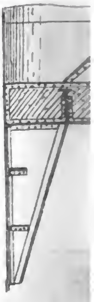
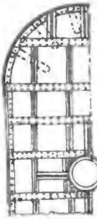
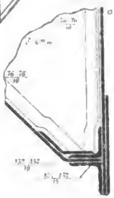


Fig. 4a.



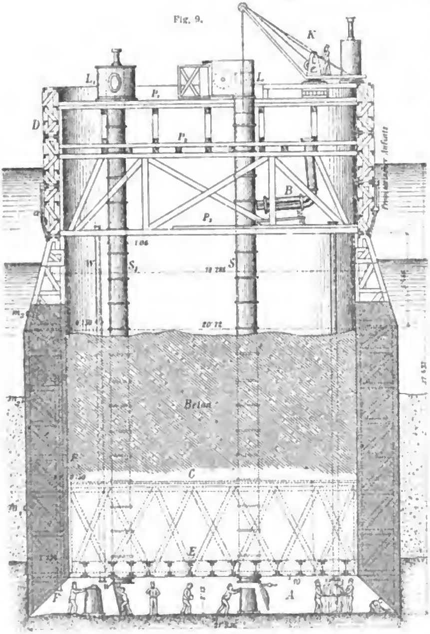
1:132.

Fig. 9a.



1:20.

Fig. 9.



1:250.

Fig. 9b.

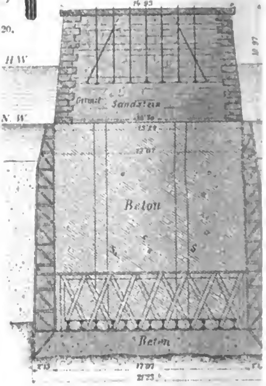
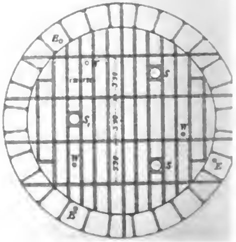
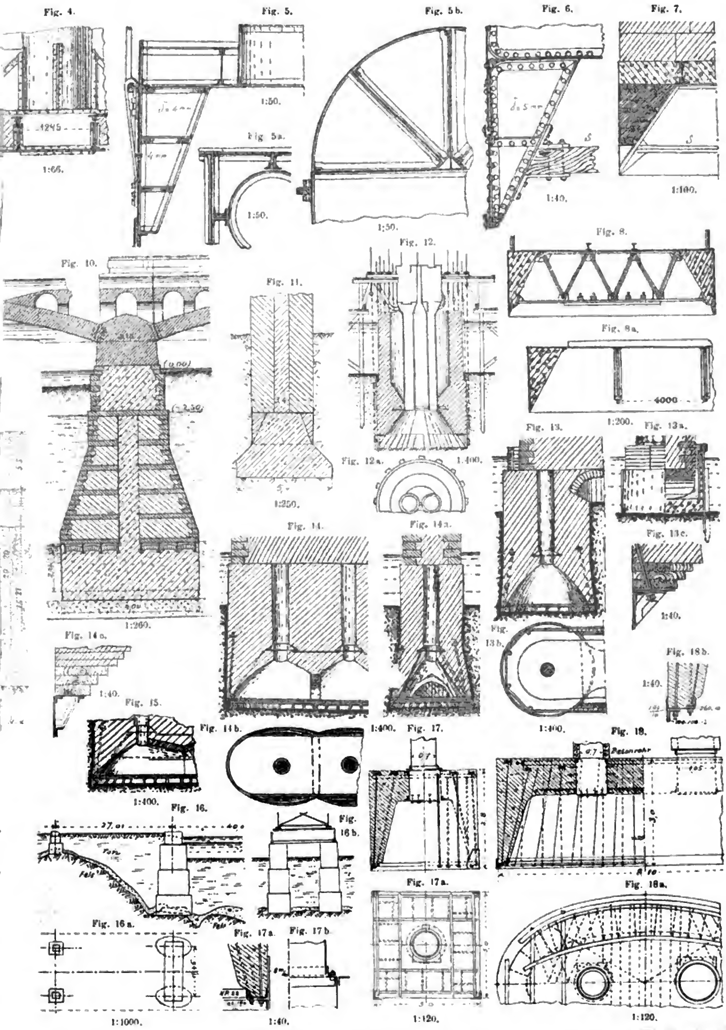


Fig. 9c.



1:400.

Digitized by Google



Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google

Fig. 1.

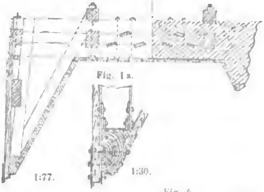
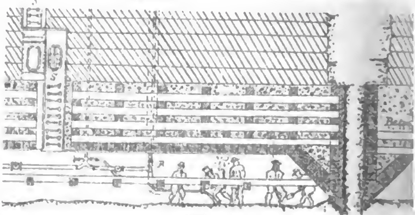


Fig. 1 a.

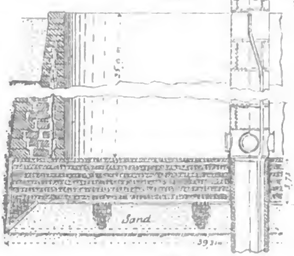
1:77. 1:30.

Fig. 2.



1:180.

Fig. 5.



1:364.

Fig. 6.

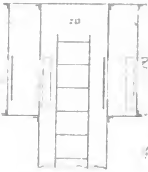
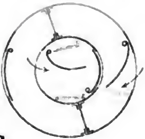


Fig. 6 a.



1:72

Fig. 7.

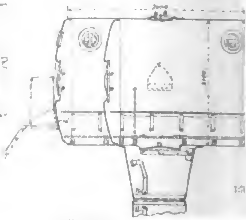


Fig. 12 a.

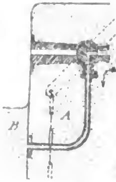


Fig. 12 b.

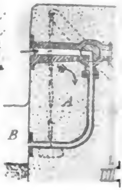


Fig. 9.

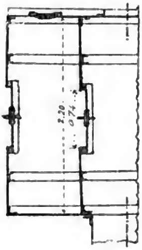
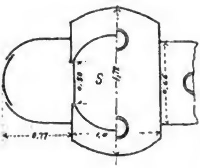


Fig. 9 a.



1:20.

Fig. 10.

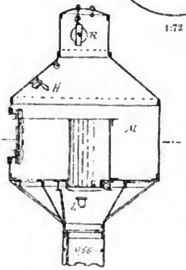
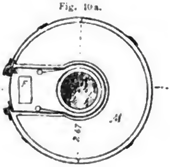
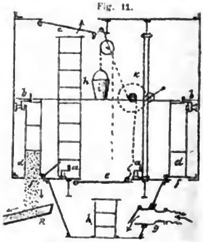


Fig. 10 a.



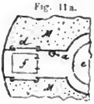
1:30.

Fig. 11.



1:62,5

Fig. 11 a.



Digitized by Google

Fig. 2a.

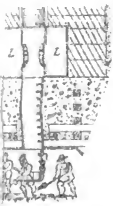
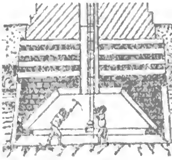
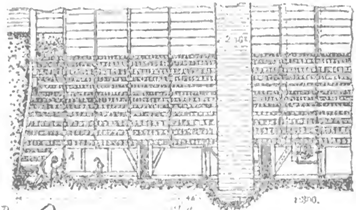


Fig. 3



1:200.

Fig. 4.



1:300.

Fig. 7a.

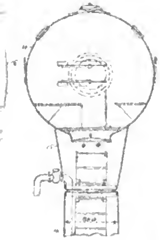
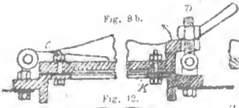
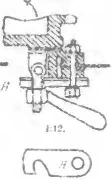


Fig. 8b.



1:12.

Fig. 8c.



1:12.

Fig. 8. A-B

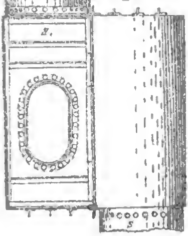
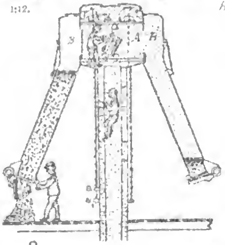
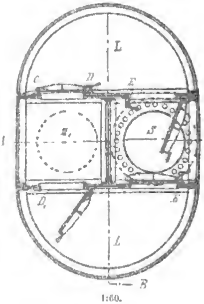


Fig. 12.



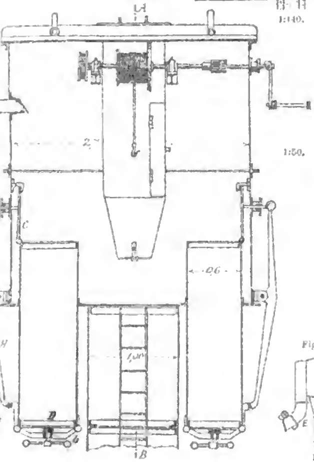
1:140.

Fig. 8a.



1:60.

Fig. 13.



1:50.

Fig. 13a.

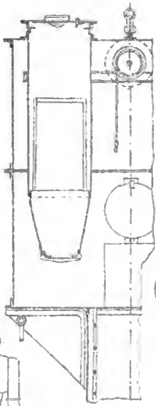
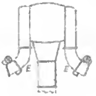
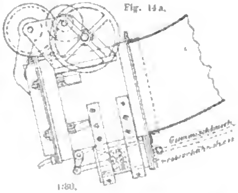


Fig. 14.



1:250.

Fig. 14a.

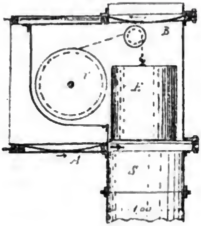


1:80.

Digitized by Google

Digitized by Google

Fig. 1.



1:64.

Fig. 2.

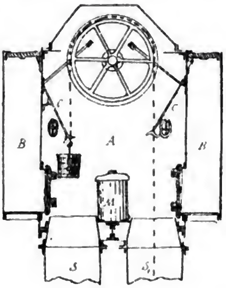


Fig. 2a.

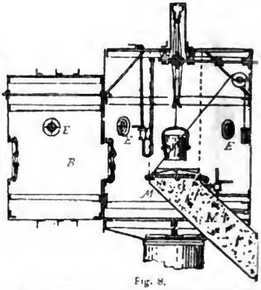
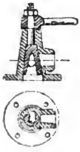


Fig. 5.



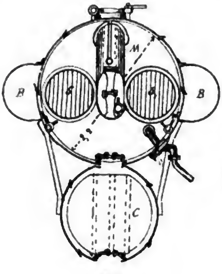
1:10

Fig. 6.



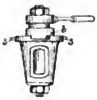
1:9.

Fig. 2b.



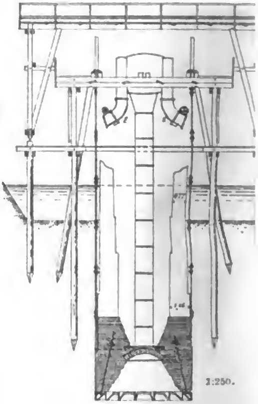
1:66,6

Fig. 7.



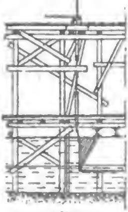
1:10.

Fig. 8.



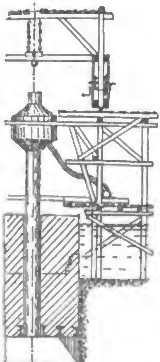
1:250.

Fig. 9.



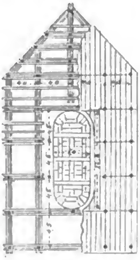
1:250.

Fig. 9a.



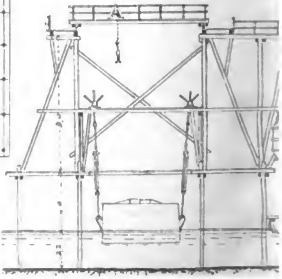
1:250.

Fig. 11b.



1:580.

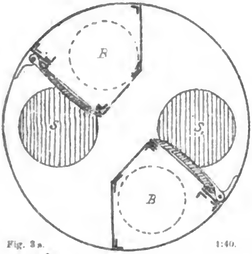
Fig. 11.



1:300.

Digitized by Google

Fig. 3



1:40.

Fig. 3a.

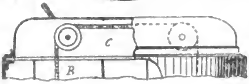


Fig. 4.

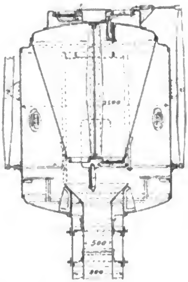
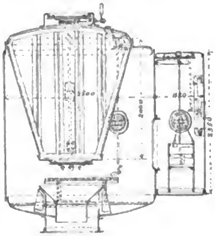
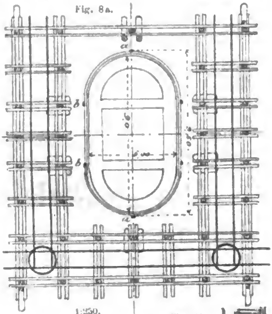


Fig. 4a.



1:74

Fig. 8a.



1:250.

Fig. 10a.

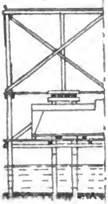


Fig. 10.

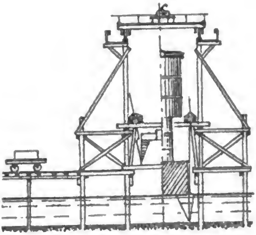
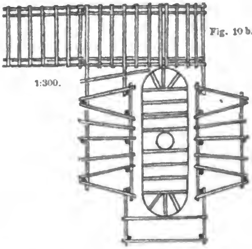


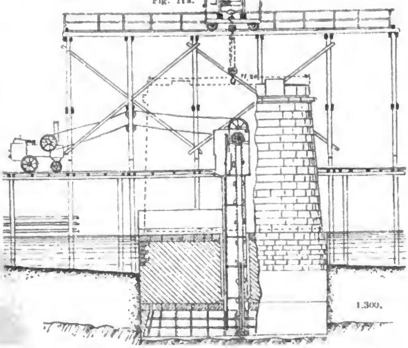
Fig. 10b.



1:300.

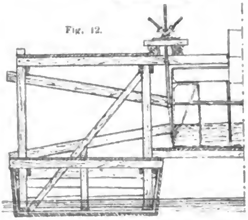


Fig. 11a.



1:300.

Fig. 12.

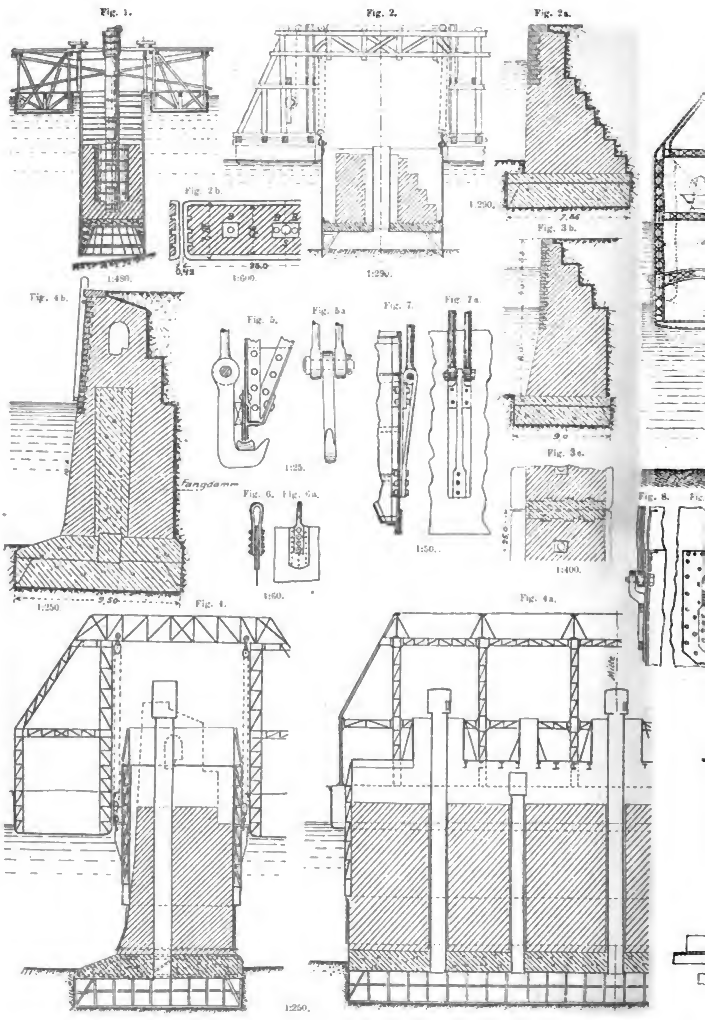


1:150.

Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google



Digitized by Google

Fig. 3

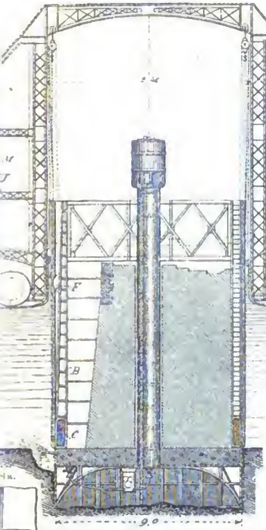


Fig. 3a.

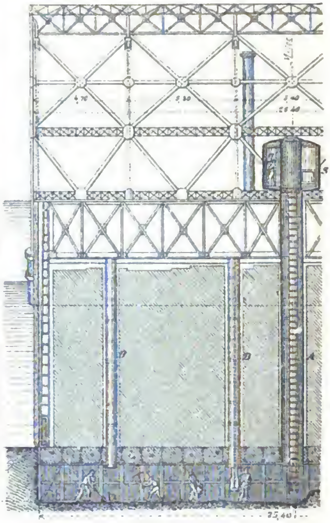




Fig. 9.

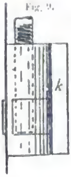
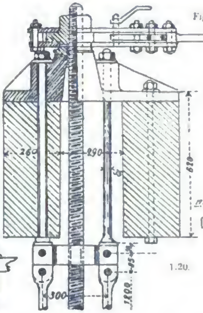


Fig. 9a.



1:20.

Fig. 13.



1:20.

Fig. 13a.

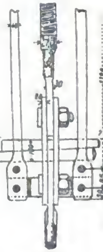
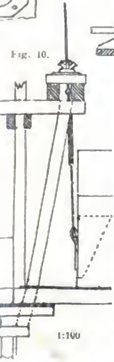


Fig. 13b.



Fig. 10.



1:100

Fig. 11.

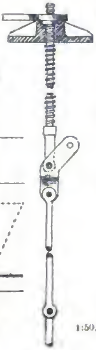


Fig. 11a.



1:50.

Fig. 12a.



Fig. 12.

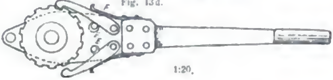


1:100.

Fig. 13c.



Fig. 13d.



1:20.

Digitized by Google

Digitized by Google

Digitized by Google

Fig. 1.

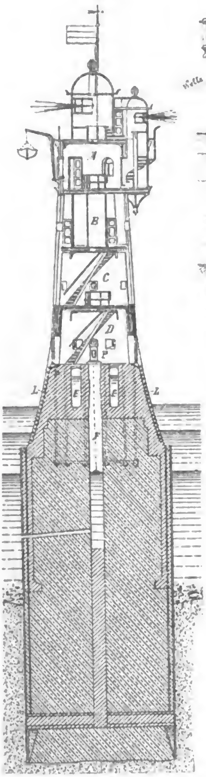
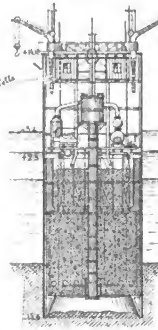


Fig. 1b.



1:500.

Fig. 2.

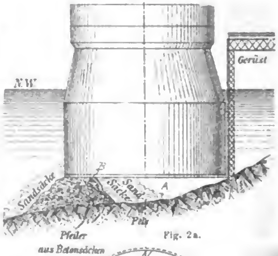
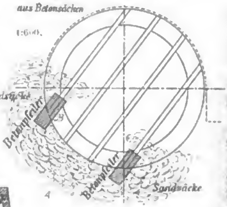
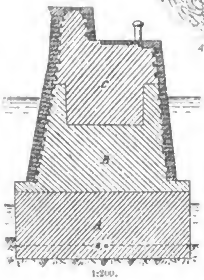


Fig. 2a.



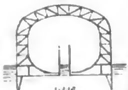
1:600.

Fig. 5.



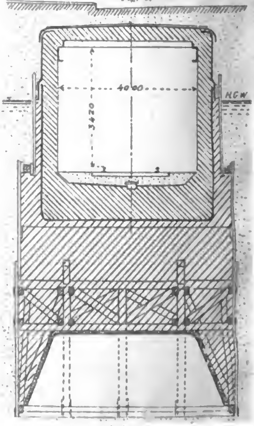
1:200.

Fig. 7.



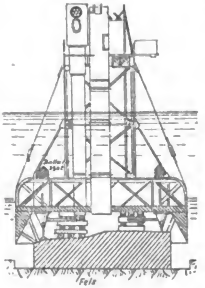
1:446.

Fig. 6.



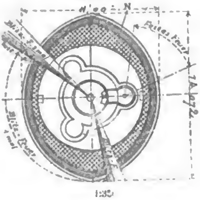
1:127.

Fig. 5c.

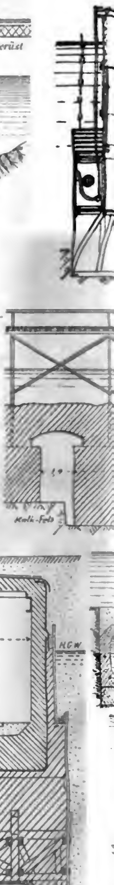


1:250.

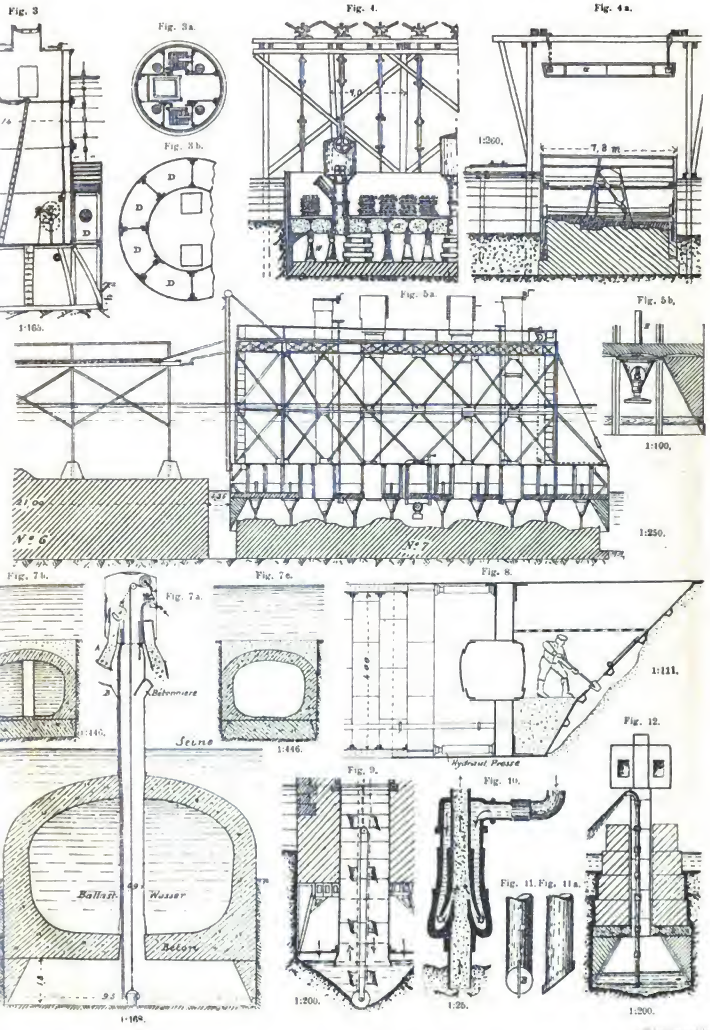
Fig. 1a.



1:35.



Digitized by Google



Digitized by Google

Digitized by Google

UNIVERSITY OF CALIFORNIA
LIBRARY

This is the date on which this
book was charged out.

[30m-6,'11]

Digitized by Google

YC 01317

TA775
S7
Strukel

164411

Digitized by Google

Digitized by Google